

KARLSRUHER REIHE

**Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung**

HEFT 76

CHRISTIAN MORITZ URBAN

**Experimentelle Untersuchungen und
Bemessungsansätze für faserverstärktes
Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen**

Christian Moritz Urban

**Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für
faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen**

Karlsruher Reihe

**Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung**

Heft 76

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen

von
Christian Moritz Urban

Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
Tag der mündlichen Prüfung: 07. Mai 2014
Referent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark of Karlsruhe
Institute of Technology. Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu



*This document – excluding the cover – is licensed under the
Creative Commons Attribution-Share Alike 3.0 DE License
(CC BY-SA 3.0 DE): <http://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/de/>*



*The cover page is licensed under the Creative Commons
Attribution-No Derivatives 3.0 DE License (CC BY-ND 3.0 DE):
<http://creativecommons.org/licenses/by-nd/3.0/de/>*

Print on Demand 2015

ISSN 1869-912X

ISBN 978-3-7315-0372-9

DOI 10.5445/KSP/1000046876

**Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für
faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für
Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften des
Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Christian Moritz Urban

aus Rodalben

Tag der mündlichen Prüfung:

07.05.2014

Hauptreferent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß

Karlsruhe 2013

Kurzfassung

Schon nach Erdbeben mittlerer Intensivität können insbesondere an Mauerwerksgebäuden beginnend von leichten Beschädigungen bis hin zum Kollaps alle erdenklichen Versagensfälle festgestellt werden. Um die Schwachstellen von Mauerwerk nachträglich zu korrigieren, gibt es verschiedene Möglichkeiten von denen in dieser Arbeit die Faserverbundwerkstoffe (FVW) diskutiert werden. Mit Hilfe von Faserflächengebilden, die nachträglich mittels Mörtel oder Klebstoff auf der Wandoberfläche angebracht werden, wird dem Mauerwerk eine zusätzliche auf Zug verstärkende Komponente hinzugefügt.

Umfangreiche Versuche mit speziell weiterentwickelten FVW werden durchgeführt, um die Effektivität dieser Materialien zu zeigen, aber auch die Grundlagen für Bemessungsmethoden zu schaffen, die den Abschluss dieser Schrift bilden. Die Untersuchungen sind so aufgebaut, dass vom Verbundverhalten der einzelnen Fasern bis hin zur Wirkung an einem kompletten Gebäude vorgegangen wird. Dazu wurden Zuguntersuchungen zur Beschreibung des Verbundes, Schubuntersuchungen an 3-Stein-Kleinkörpern, kleine statisch-zyklische Schubwandversuche, Biegeversuche an Wandsegmenten, großformatige dynamisch belastete Wandplatten und 5 Gebäudeversuche unter realistischer Echtzeit-Erdbebenbeschleunigung durchgeführt.

Die vorliegende Arbeit beschränkt sich nicht nur auf die Parameter, die im Kontext von experimentellen Versuchen benötigt werden, sondern versucht auch in der Praxis vorkommende Gegebenheiten bei den Überlegungen mit einzubinden. Dies sind zum Beispiel unterschiedliche Materialien und Bauweisen bei alten und neuen Gebäuden sowohl im In- wie auch im Ausland. Darüber hinaus werden auch Verifizierungen an ganzen Gebäuden unter uniaxialer und multiaxialer Erdbebenbelastung durchgeführt. Dies schließt die Erdbebenbelastung in vertikaler Richtung, die auch das Schubverhalten in der Fuge beeinflusst, mit ein.

Während sich die meisten Untersuchungen von Verstärkungstechniken auf einen Teil von Materialien und Belastungsarten beschränken, wird hier versucht ein breites Spektrum an Materialien, Belastungsarten wie Scheibenschub und Plattenbiegung unter statischen und dynamischen Bedingungen, sowie verschiedene Gebäudetypen abzudecken.

Abstract

Even after earthquake events with low intensity especially to masonry buildings from low impact up to full building collapse many different failure modes are identified. To retrofit existing masonry structures there are several methods available by which in this work the fibre reinforced composites (FRC) are discussed. With the use of fibre fabrics, which are subsequently attached by means of mortar or adhesive on the wall surface there is added an additional tensile capacity to the masonry.

An extensive experimental testing with further developed FRC's was performed to demonstrate the effectiveness of these materials, but also was created the basis for design methods that form the end of this document. The tests were conducted so that the bonding behavior of the individual fibers will proceed up to the effect in a complete building. Therefore tensile tests for the description of the bonding behavior of the fibers, shear tests on three-stone small specimen, small static cyclic shear wall tests, bending tests of wall segments, large format dynamically loaded wall plates and five building experiments were performed under realistic time history acceleration from historic earthquake records.

This work is not limited to the parameters which are needed in the context of experimental work, but it was also tried to include the needs from the practical environment. These are for example, different materials and construction methods from old and new buildings, both in Germany and in foreign countries like Italy, Turkey and India. In addition, verifications were carried out on all buildings under uniaxial and multiaxial earthquake loading. This includes the load of the vertical acceleration component which also affects the shear behavior of the mortar joints. While most studies on fiber reinforcing techniques are restricted to a part of materials and types of loads, there was attempted in this work a wide range of materials, types of loads such as in-plane, shear and out-of plane bending under static and dynamic conditions, and various types of buildings.

Vorwort

Die nachfolgende Arbeit wurde während meiner Forschungstätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau, des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) verfasst.

An dieser Stelle möchte ich besonders Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski für die Möglichkeit zur Mitarbeit am Institut und zur Unterstützung der Arbeit sowie Übernahme des Hauptreferats danken.

Ebenso gilt mein Dank Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, der durch sein Interesse an der Arbeit und der Übernahme des Korreferats maßgeblich am Gelingen der Arbeit beteiligt war. Des Weiteren möchte ich für das überaus rege Interesse den weiteren beteiligten Professoren Prof. Dr.-Ing. habil. Thomas Seelig und Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer danken.

Darüber hinaus möchte ich mich bei allen Mithelfenden der Materialprüfanstalt sowie den Mitarbeiterinnen des Zeichenbüros für ihre tatkräftige Unterstützung bedanken.

Nicht zu vergessen sind auch die Unternehmen Dr. Günther Kast GmbH & Co. KG, Bayer Material Science und Röfix AG für ihre freundliche Lieferbereitschaft der benötigten Materialien.

Meinen Kollegen des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie sei für die große Hilfsbereitschaft und den meist erheiternden nicht-wissenschaftlichen Austausch gedankt.

In besonderem Maße möchte ich meiner Frau Carola und meiner Familie danken. Ohne sie wäre ein Gelingen dieser Schrift nur schwer möglich gewesen.

Inhaltsverzeichnis

1 Exordium.....	1
2 Grundlagen	3
2.1 Erdbeben.....	3
2.1.1 Entstehung und Vorhersage von Erdbeben.....	3
2.1.2 Magnitude und Intensität.....	5
2.1.3 Gebäudemasse und Bodenbeschleunigung.....	7
2.1.4 Erdbebendauer	8
2.1.5 Frequenzbereiche und Untergrund.....	8
2.1.6 Duktilität	9
2.1.7 Antwortspektren.....	12
2.1.8 Stockwerksspektren.....	14
2.1.9 Normen.....	16
2.2 Mauerwerk	17
2.2.1 Allgemein	17
2.2.2 Steine	18
2.2.3 Mörtel/Putze.....	21
2.3 Bruchmechanismen in der Wandebene	23
2.3.1 Allgemein	23
2.3.2 Klaffen der Lagerfuge / Kippen.....	24
2.3.3 Gleiten der Lagerfuge	26
2.3.4 Schubversagen.....	27
2.3.5 Druckversagen	28
2.3.6 Bruchtheorien.....	33
2.3.7 Ausfachendes Mauerwerk.....	35
2.4 Bruchmechanismen in Plattenrichtung	35

2.4.1	Biegung senkrecht zur Lagerfuge.....	36
2.4.2	Biegung parallel zur Lagerfuge.....	37
2.4.3	Plattenschubversagen auf Querkraft.....	39
2.4.4	Kippen der Wand und Wandseparation.....	39
2.4.5	Sonderfälle.....	40
2.5	Bemessung nach Norm.....	41
3	Verstärkungen	45
3.1	Allgemeine Methoden.....	45
3.2	Allgemeines zu Faserverbundwerkstoffen	48
3.3	Stand der Forschung von mit Faserverbundwerkstoffen verstärktem Mauerwerk	49
3.3.1	Untersuchungen an Kleinstkörpern.....	49
3.3.2	Untersuchungen an in-plane belasteten Wänden – statisch	57
3.3.3	Untersuchungen an In-plane belasteten Wänden – dynamisch.....	68
3.3.4	Untersuchungen an out-of-plane belasteten Wänden – statisch	71
3.3.5	Untersuchungen an out-of-plane belasteten Wänden -dynamisch...	82
3.3.6	Zusammenfassung.....	85
3.4	Eigene Verstärkungsmethoden mit Faserverbundwerkstoffen	88
3.4.1	Eigenschaften von Faserwerkstoffen.....	88
3.4.2	Matrixwerkstoffe	95
3.4.3	Eq-top – Die Innenverstärkung.....	98
3.4.4	Eq-grid – Die Außenverstärkung.....	103
4	Experimentelle Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk.....	109
4.1	Statische Untersuchungen zum in-plane Tragverhalten	109
4.1.1	Verbunduntersuchungen an Zugkörpern	109
4.1.2	Lastabtragungsmechanismen von Scherkörpern.....	123
4.1.3	Wandversuche.....	132
4.2	Dynamische Untersuchungen zum In-plane Tragverhalten	149

4.2.1 Experimente in der Literatur	149
4.2.2 Experimente an einem Natursteingebäude.....	154
4.2.3 Experimente an drei 3-D und dynamisch belasteten Gebäuden.....	173
4.2.4 Zusammenfassung	190
4.3 Statische Untersuchungen an out-of-plane belasteten Wandausschnitten.....	191
4.3.1 Drei-Punkt-Biegebelastung parallel zur Lagerfuge an 6-Stein-Körpern.....	191
4.3.2 Drei-Punkt-Biegebelastung rechtwinklig und parallel zur Lagerfuge an 5-Stein-Körpern	204
4.4 Dynamisches Tragverhalten von out-of-plane belasteten nichttragenden Wänden.....	207
4.4.1 Rütteltischversuch an Wänden ohne Öffnungen (WO1).....	209
4.4.2 Rütteltischversuch an Wänden mit Türöffnung (WO2).....	214
4.5 Zusammenfassung	219
5 Bemessung von faserverstärktem Mauerwerk.....	221
5.1 Bemessungsansätze der Literatur In-plane	221
5.2 Bemessungsansätze der Literatur out-of-plane	226
5.3 Normen zur Bemessung von Faserverstärkungen.....	230
5.4 Bemessung der Fasern und des Verbundes.....	232
5.5 Bemessungsansätze zur Ermittlung der Traglast von verstärktem Mauerwerk-in-plane	235
5.6 Bemessung von faserverstärktem Mauerwerk – out-of-plane	244
5.7 Lastannahmen und Berechnungen - out-of-plane.....	257
6 Comprehensio.....	261
7 Fazit und Ausblick	263
8 Anhang.....	265
9 Variablenverzeichnis.....	279
10 Ad fontes.....	285

1 Exordium

Denn als das Volk den Hall der Posaunen hörte, machte es ein großes Feldgeschrei. Und die Mauern fielen um, und das Volk erstieg die Stadt, ein jeglicher stracks vor sich. Also gewannen sie die Stadt. (Josua 6.20) [23]

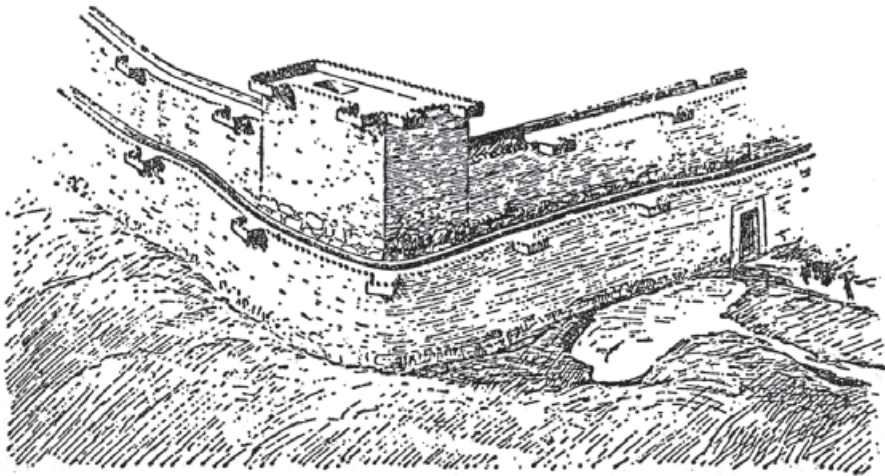


Abb. 1.1: Die alt-kanaanäische Festungsmauer von Jericho (Rekonstruktion) aus [121]

Die Wissenschaft streitet seit der deutsch-österreichischen archäologischen Expedition von Leiter Prof. Ernst Sellin und Prof. Carl Watzinger nach Jericho (Tell es-Sultan), also seit ca. über 100 Jahren, über diesen Vers in der Bibel, ob und wann dieses Ereignis und unter welchen Umständen es eingetreten sein könnte. Verschiedene Ausgrabungen Prof. John Garstangs, Funde von großen Rissen im Mauerwerk und die Anordnung von umgefallenen Wänden ließen auf ein Erdbeben schließen, das die Stadt ca. zwischen 1200 und 1250 vor Christus zerstörte und somit vielleicht das älteste überlieferte Erdbeben war [121].

Ein weiterer Hinweis, dass es schon vor über 3000 Jahren Probleme bei Mauerwerksstrukturen unter Erdbebenbeanspruchung gab, erzählt vielleicht die biblische Apostelgeschichte von Paulus und Silas:

„Um Mitternacht aber beteten Paulus und Silas und lobten Gott. Und es hörten sie die Gefangenen. Schnell aber ward ein großes Erdbeben, also daß sich bewegten die Grundfesten des Gefängnisses. Und von Stund an wurden alle Türen aufgetan und aller Bande los.“ (Apostelgeschichte 16.25-27) [22]

Bachmann schreibt dazu treffend in [11] *„Das Erdbeben erschüttert das Gefängnis derart stark, dass am Mauerwerk erhebliche Schäden entstehen, die Türen aufspringen und die fesselnden Ketten sich aus der Verankerung lösen...Zumindest diesen „physikalischen Teil“ der Geschichte können auch wir Heutigen uns recht gut und konkret vorstellen.“*

Auch wenn man die Hypothesen am Beispiel von Sodom und Gomorrha fortsetzen könnte, zeigen uns doch die Erdbeben aktuelleren Datums wie in L’Aquila (2009), Haiti (2010), Chile (2010) und Neuseeland (2010) immer noch klar die Probleme von Mauerwerksgebäuden auf, die sehr empfindlich auf Erschütterungen reagieren können. Problematisch ist heute besonders der große Bestand an Gebäuden, die in der Zeit nach dem 2. Weltkrieg gebaut wurden (ca. 1950-1990). In Zeiten von allgemein leeren und hochverschuldeten Staats- und Privatkassen besteht daher die Herausforderung darin, Mauerwerksgebäude ohne Abriss kostengünstig und ingenieurtechnisch „richtig“ zu verstärken.

In dieser Arbeit werden zwei Methoden vorgestellt, die zeigen, dass dies mit Fasermaterialien, die auf die Wandoberfläche in unterschiedlicher Art und Weise aufgebracht werden, möglich ist. Da diese Verstärkungsmethodik in Deutschland noch nicht durch Normen sowie entsprechende Bemessungsansätze geregelt ist, sollen auf Basis umfassender experimenteller Untersuchungen geeignete Bemessungskonzepte vorgeschlagen werden.

2 Grundlagen

2.1 Erdbeben

2.1.1 Entstehung und Vorhersage von Erdbeben

Die Naturgewalt „Erdbeben“ ist ein noch immer nicht vollständig erklärtes Phänomen, das jährlich milliardenschäden verursacht [213], [171], [155]. Grundlage bei der Erforschung von tektonischen Beben haben der flämische Kartograph Abraham Ortelius in „*Theatrum Orbis Terrarum*“ im Jahre 1596 und Francis Bacon mit ihren Hypothesen zum Kontinentaldrift gelegt. Die Entstehung eines Erdbebens wird heute mit den Plattenbewegungen in der Lithosphäre und der angesammelten Spannung zueinander erklärt. Dabei wird die aufgestaute Energie im Gestein schlagartig in einem Bruchmechanismus freigesetzt und führt zu tektonischen Beben. Diese Erklärung wird hauptsächlich durch die Auftretshäufigkeit von stärkeren Erschütterungen an den Plattengrenzen belegt. Genaue Beobachtungen sind aufgrund der Tiefe des Bebenherdes oder dem sogenannten Hypozentrum in der Erdkruste schwierig durchführbar.

Weitere Ursachen für Erdbeben sind aufsteigendes Magma bei vulkanischer Aktivität, Öl- und Gasförderungen durch Druckveränderungen im Gestein, analog auch bei Aktivitäten im Bereich Geothermie und Fracking (Mikrobeben), Einsturz von unterirdischen Minenschächten und andere künstliche Eingriffe in die Natur wie Stauseeanlagen. Neueste Erkenntnisse von Paplo J. Gonzalez et al. [91], [170] deuten auch auf Grundwasserabsenkungen als bedeutenden Grund hin, wenn wie im Beispiel des Lorca Erdbebens (Spanien) vom 11.05.2011 zuvor 50 Jahre lang 250 m Grundwasser abgepumpt wurde und dadurch die Bodenschichten instabil werden. Des Weiteren gibt es eine in der Blogosphäre weit verbreitete Theorie, dass das High Frequency Active Auroral Research Program [107], das in Zusammenarbeit mit dem US Verteidigungsministerium in Alaska die Ionosphäre erforscht, ebenfalls zu Erdbeben führen kann. Dem Autor sind dazu allerdings außer Indizien keine gesicherten Fakten bekannt. Bei allen diesen genannten Ursachen ist die freigesetzte Energie im Vergleich zu tektonischen Beben mit Ausnahme des Lorca Erdbebens ($5,1 M_w$) wesentlich geringer.

Verschiedene Wissenschaftler beschäftigen sich mit der Problemstellung, ein Erdbeben korrekt vorhersagen zu können, um entsprechende Maßnahmen ergreifen zu können, die zu geringeren Personen- und Sachschäden führen würden.

Das Hauptproblem ist durch die Tiefe und Entfernung des Bebenherds, dem sogenannten Hypozentrum, in der Erdkruste und der damit einhergehenden schlechten Erreichbarkeit gegeben. Dementsprechend schwierig sind auch genaue Beobachtungen bei richtigem Timing durchführbar. Dennoch gibt es verschiedene Ansätze und Hinweise, die in der Literatur verfolgt werden. Besonders bei beobachteten Tieren zeigte sich in der Vergangenheit kurz vor einem Erdbeben ein anomales Verhalten. Zum Beispiel retteten 8 Elefanten 30 Touristen in Thailand kurz vor dem Seebeben 2004 das Leben [173] oder Schlangen erwachten in China vorzeitig aus dem Winterschlaf, um sich retten zu wollen. Die Beobachtungen dieses sogenannten 6. Sinns von Tieren wurden von Physiker Helmut Tributsch umfangreich gesammelt und ausführlich beschrieben [230].

Weitere Vorwarnigenschaften werden den Ameisen zugeschrieben. Lighton und Duncan [136] und Schreiber [193] beobachteten Waldameisen und bemerkten, dass sie bevorzugt auf Bruchzonen bauen, die Gaspermeabel sind. Es existiert die Hypothese, dass die Ameisen sensibel auf Wärme und Gas reagieren, weshalb sie die beim Bruchvorgang im Erdinneren frei werdenden Gase registrieren und ein anomales Verhalten aufweisen. Andere Untersuchungen basieren auf Radioaktivität, die bei Freisetzungen von Radongas vor dem Bruchvorgang gemessen werden kann. Auf Grundlage dieser Methodik warnte zum Beispiel der Wissenschaftler Giampaolo Giuliani vor dem großen Erdbeben in den Abruzzen (Italien) im Jahre 2009, wurde jedoch von den Behörden ignoriert [176]. Statt ihm Beachtung zu schenken, wurden dafür im Jahre 2012 sechs Wissenschaftler verurteilt, weil ihre Erdbebenprognose „ungenau, nicht vollständig und widersprüchlich“ war [174], [175], was anhand der oben beschriebenen Problematik bezüglich Prognosen unverständlich ist.

All diese beschriebenen Möglichkeiten werden in der Literatur sehr kritisch diskutiert. Als einzige allgemein anerkannte Möglichkeit wird aktuell die P-Wellen Erfassung gesehen. Bei einem Beben werden verschiedene Wellentypen nach Bewegungsart und Geschwindigkeit unterschieden. Von den vier bekannten Arten werden die Primär- und Sekundär-Wellen als Raumwellen eingeordnet und die Love-Wellen und Rayleigh als Oberflächenwellen. Während die S-Wellen mit ihrer zerstörenden Wirkung eine geringere Geschwindigkeit aufweisen, sind die P-Wellen wesentlich schneller in ihrer Ausbreitung. Dementsprechend kann man die nicht-spürbaren P-Wellen vorher messen und die nachfolgenden spürbaren S-Wellen vorhersagen. Dieses Verfahren hat den großen Nachteil, dass nur wenige Sekunden Vorwarnzeit bleiben. Somit bleibt nach aktuellem Stand der Erkenntnis nichts anderes übrig als neue Gebäude und Infrastruktur richtig auf Erdbeben auszuliegen

oder den alten, nicht ordnungsgemäß ausgelegten Bestand nachträglich zu verstärken. Letzteres soll in dieser Arbeit thematisiert werden.

2.1.2 Magnitude und Intensität

Die frei werdende Wellenenergie während eines Erdbebens wird mit der Magnitude gemessen und ist unter anderem ein Maß für die Stärke eines Bebens. Man kann jedoch damit keine direkte Aussage über die Zerstörungskraft treffen, denn diese wird mit der Intensität ausgedrückt. Die Magnitude nach Richter (1935) wird mit einem Standard Wood-Anderson Seismographen an der Erdoberfläche im Abstand von 100 km zum Epizentrum gemessen und wird mit folgender Gleichung beschrieben:

$$\text{Log}_{10} E = 11,8 + 1,5 M \quad (\text{Gl. 2.1})$$

Da die Energie in dieser Größenordnung eine nicht vorstellbare Größe ist, wurde in [113] eine mit bekannten Ereignissen, wie Blitzschlag und Meteoreinschlag, unterlegte Korrelation zwischen Energie und Magnitude aufgestellt.

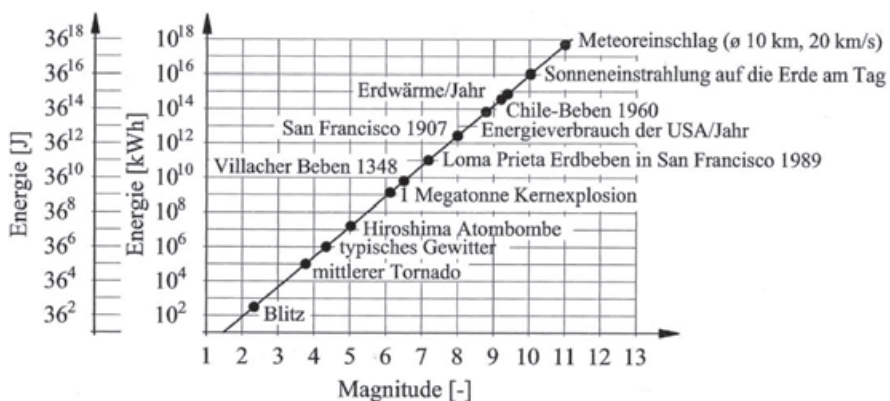


Abb. 2.1: Zusammenhang der Relation Magnitude zur Energie anhand von Vergleichen

Die logarithmische Skalierung bedeutet, dass ein Erdbeben der Magnitude von $M=7$ im Vergleich zu einem Beben mit $M=8$ um den Energiefaktor $10^{1.5}=31,62$ divergiert. Liegt man noch eine Stufe höher, bei einer Magnitude $M=9$, beträgt der Unterschied schon Faktor 1000! Obwohl der Schaden eines solchen Bebens ziemlich groß wäre, spielt vielmehr die Lage eine entscheidende Rolle. Zum Beispiel verursachte schon ein im Vergleich wesentlich energieärmeres Beben von $M=5,8$ (nach dem Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) in der Stadt L'Aquila

2009 enorme Schäden an ca. 15000 Gebäuden, weil das Hypozentrum ca. 5 km südwestlich des Stadtkerns lag. Verschiedene Beziehungen diverser Autoren zwischen Entfernung und maximaler Grundbeschleunigung sind in folgender Abbildung zusammengefasst [165].

Eine geeignete Kennzahl für die Zerstörungskraft eines Erdbebens ist die Intensität, die auf die maximale Bodenbeschleunigung (PGA = Peak ground acceleration), Geschwindigkeit und Bebdauer bezogen wird.

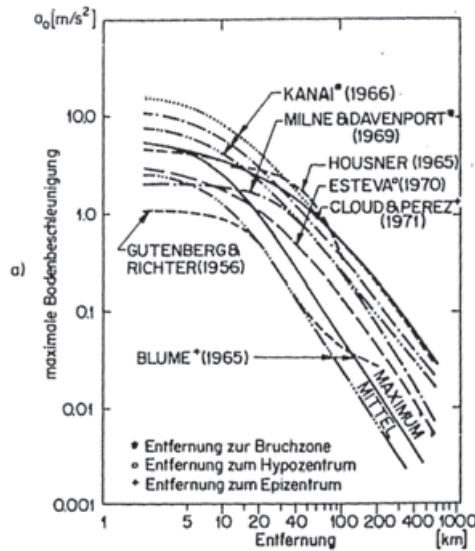


Abb. 2.2: Zusammenhang der Relation Entfernung und maximale Bodenbeschleunigung aus [165]

Verschiedene Skalen wie die aktuelle Europäische Intensitätsskala EMS 1992 [96], die Medvedev-Sponheuer-Karnik-Skala (MSK 64) oder die häufig benutzte modifizierte-Mercalli-Skala (MM), die im Jahre 1902 von Mercalli entwickelt und von Richter 1958 verfeinert wurde [165], sind in der Literatur bekannt. Die Einteilung wurde in 12 Stufen beginnend mit *nicht fühlbar* bis endend als *vollständig verwüstet* vorgenommen. Wichtig für die Bemessung ist vor allem die Erkenntnis, dass die Intensität, die Magnitude und die maximale Beschleunigung in keinem klaren Zusammenhang stehen. Denn vergleicht man zum Beispiel die Erdbeben von San Salvador 1986 mit $M=5,4$ und dem chilenischen Beben von 1985 mit $M=7,8$ dann kann wie in diesem Fall eine gleiche maximale horizontale Erdbeschleunigung von $0,7\text{ g}$ auftreten [165].

2.1.3 Gebäudemasse und Bodenbeschleunigung

Die wichtigste Größe für die Bemessung neben der Gebäudemasse ist die Beschleunigung, die auf ein Bauteil einwirkt, denn nach dem dynamischen Grundgesetz nach Newton (1687), erfährt eine Masse m , auf die eine dynamische Beschleunigung a einwirkt, eine proportional entgegen gerichtete Trägheitskraft F

$$F = - m \cdot a_g \quad (\text{Gl. 2.2})$$

Somit wirken sich eine größere Masse und eine größere Beschleunigung ungünstig auf ein Gebäude im Erdbebengebiet aus. Für die Gebäudeversuche in Kapitel 4.2 wurden zwei Gebäudetypen mit unterschiedlicher Masse gewählt. Eines wurde mit sehr schweren und dicken Natursteinwänden und das zweite mit dünnen, leichten, porösen Lehmziegeln ausgestattet.

Die beim Erdbeben auftretenden Beschleunigungen werden in die beiden horizontalen Komponenten und die vertikale Richtung untergliedert. Während die horizontalen Kräfte auf Gebäude den größten Effekt haben, werden die vertikalen Kräfte oft vernachlässigt, da ein Gebäude normalerweise mit ausreichender Sicherheit in dieser Richtung bemessen wurde. Dies darf jedoch für Mauerwerksgebäude nicht unberücksichtigt bleiben, denn der horizontale Schubwiderstand ist von der vertikalen Auflast in der Lagerfuge abhängig, die während der Schwingungsdauer stark herabgesetzt werden kann. Allgemein nimmt man für die vertikale Komponente $2/3$ der horizontalen Werte an, was auch später in den Gebäudeversuchen unter dreidimensionaler Belastung berücksichtigt wurde.

Für die Bemessung werden häufig historische Zeit-Beschleunigungsverläufe von Starkbeben oder synthetisch generierte Verläufe verwendet, wenn wie im Falle Deutschlands keine Starkbeben Daten vorliegen. Eine weitere Möglichkeit der Bemessung sind Antwortspektren, die einen maximalen Beschleunigungswert in Abhängigkeit von der ersten Gebäudeeigenfrequenz liefern. Bei diesem Verfahren verliert man allerdings die Information der Verteilung der Beschleunigungsexremwerte über die Zeit. Die Kräfte werden meist an den Decken des Gebäudes angesetzt, da dort die größten Massen konzentriert sind. Dabei wird berücksichtigt, dass die Beschleunigungen in oberen Stockwerken höher werden können.

Dieser Effekt führt besonders bei nichttragenden Mauerwerksausfachungen in den oberen Stockwerken zu größeren Biegemomenten bei der Plattenbeanspruchung aus der Wandebene heraus.

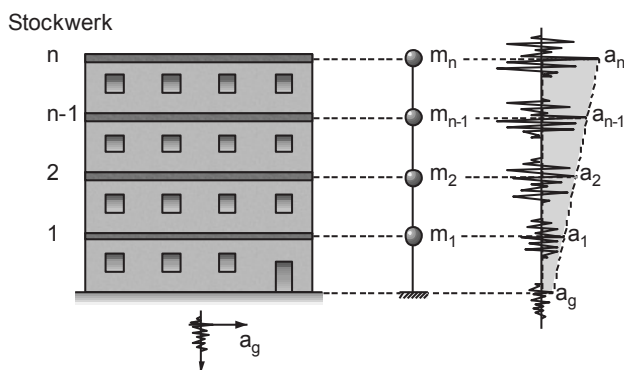


Abb. 2.3: Erdbebenbelastung am Gebäude über die Höhe

2.1.4 Erdbebendauer

Die Erdbebendauer hängt von einer großen Bandbreite an Parametern wie Art des Bruchvorgangs, Topographie, Geologie, Herdtiefe, Hypozentraldistanz, Größe der Bruchfläche, Frequenzmodifikation und Wellenreflexionen ab. Letztere werden vor allem bei dem Erdbeben in der Nähe der neuseeländischen Stadt Christchurch vermutet, wo ein Beben doppelt wirkte, weil es an Felsformationen noch einmal zurück reflektiert wurde [172]. Während der Dauer eines Erdbebens ist jedoch nur ein kleiner Anfangsteil für ein Gebäude entscheidend und wird durch die Starkbebenphase t_0 beschrieben. Oft sind es nur 1-5 zyklische Schocks die für eine Mauerwerksstruktur kritisch werden können. Allgemein gilt: je höher die Magnitude, die Periode der Bodenbewegung und die Epizentraldistanz sind, desto länger dauert ein Beben.

2.1.5 Frequenzbereiche und Untergrund

Die für Gebäude maßgebenden Frequenzen liegen in dem Bereich 0,1 Hz bis ca. 30 Hz. Dabei korrelieren die kleineren Werte mit schlanken hohen Gebäuden und die höheren Werte mit gedrungenen steifen Gebäuden. Die Frequenzen der ersten Eigenformen der in dieser Arbeit untersuchten Mauerwerksgebäude hatten Werte von ca. 8,5 Hz in Indien bis 11 Hz in Italien. Der Frequenzbereich der untersuchten nichttragenden Wände lag bei 15 und 18,4 Hz und war damit als vergleichsweise steif einzustufen.

Die Problematik bei Erdbeben liegt darin, dass die bei der Bodenbewegung stark vertretenen Frequenzen im gleichen Bereich von Bauwerken liegt und somit eine starke Überhöhung der Gebäudereaktion verursacht wird, wenn beide Frequenzen nahe zusammenliegen. Da ein Erdbeben aus einem breitbandigen Frequenzspek-

rum besteht, wird ein Gebäude im Prinzip immer angeregt. Die Komposition der Frequenzen mit den größten Überhöhungseffekten wird maßgebend durch den Untergrund bestimmt. Weiche Böden haben allgemein auf den Hochfrequenzbereich eine dämpfende, filternde Wirkung und auf den Niederfrequenzbereich eine überhöhende Wirkung. Dadurch werden die maßgebenden Schwingungsfrequenzen nach unten verschoben (ca. 0,5 – 2 Hz). Umgekehrt ist der Effekt bei dem Standort Fels. Hier sind die höheren Frequenzen stärker vertreten (ca. 3 - 10 Hz). Obwohl der Baugrund von großer Bedeutung ist, wurde dieser Parameter durch die steife Koppelung auf dem Rütteltisch vollständig aus Kostengründen eliminiert. Die folgende Arbeit blendet die physikalischen Vorgänge der Erdkruste und die weiterleitenden Effekte wie Erdbebendauer, Frequenzveränderung, Filterung und Boden-Gebäudeinteraktion komplett aus. Weiterführende Studien zum Baugrund können beispielsweise in [15], [31] und [120] gefunden werden.

2.1.6 Duktilität

Paulay et al. [166] definieren die Duktilität als den Quotienten aus plastischer Verformung Δ_u und Beginn der Fließverformung Δ_y . Es wird die Fähigkeit beschrieben, dass sich eine tragende Struktur unter Aufrechterhaltung des Tragwiderstands auch plastisch verformen kann. Anschaulich kann man sich dies durch das Analogon eines stampfenden Elefantenherde vorstellen, dessen Stöße durch die sich plastifizierende Erde gedämpft werden. Laufen Sie auf einem starren Fels wird man die Stöße deutlich stärker bemerken, als beim Trampeln auf feuchter verformbarer Erde. Analog kann man sich den Effekt der Gebäude-Erdbebeninteraktion vorstellen. Die bleibenden Verformungen im Gebäude dissipieren in diesem Sinne einen Teil der Erdbebenenergie und diese umso mehr, wenn das Verhältnis von plastischer zu elastischer Verformung zunimmt. Allgemein werden die verschiedenen Verformungsarten in Dehnungs- und Verschiebeduktilität sowie Krümmungs- und Rotationsduktilität unterschieden. Letztere ist für schlanke Bauteile wie Stützen und Riegel maßgebend, wenn sich lokal plastische Gelenke ausbilden und sich dadurch zum Beispiel eine Rahmenstruktur wesentlich verschieben lässt. Betrachtet man deren Kopfverformung im elastischen (Δ_e) bzw. im plastischen (Δ_u) Zustand, dann wird definitionsgemäß die globale Verschiebeduktilität beschrieben mit:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{Gl. 2.3})$$

In dieser Arbeit wird besonders auf die Verschiebeduktilität eingegangen, die in der Literatur oft auch als „drift“ im prozentualen Verhältnis Bauteilhöhe zu Kopfverschiebung angegeben wird. In dieser Arbeit ist diese Ausdrucksweise für die Wanduntersuchungen relevant. Da für das Erdbebenverhalten eines Tragwerks in erster Linie der Tragwiderstand gegen horizontale Kräfte und die Duktilität maßgebend sind, beschreibt Bachmann in [12] die „Güte“ des Verhaltens approximativ mit Tragwiderstand \times Duktilität.

Dadurch wird bei einem vorhandenen, kleinen Tragwiderstand eines Gebäudes eine entsprechend höhere Duktilität notwendig. Umgekehrt ist bei geringer Duktilität wie es bei Gebäuden aus unbewehrtem Mauerwerk der Fall ist, ein höherer Tragwiderstand notwendig. Dieser Aspekt wird später bei den Verstärkungsmaßnahmen wieder aufgegriffen, indem man beides gleichzeitig erhöht. Denn auch wenn man den Tragwiderstand der vorhandenen Bausubstanz mit kommerziellen Produkten schon maximal verstärken kann, ist es doch wirkungsvoller, wenn man auf wenige Prozent der Tragfähigkeitssteigerung verzichtet, um dafür zum Beispiel gleichzeitig die Duktilität zu verdoppeln. Da sich ein bestehendes Gebäude sowieso nicht beliebig in wirtschaftlichem Rahmen verstärken lässt, bleibt bei nachträglichem Eingreifen keine andere Wahl, als zusätzlich die Duktilität zu erhöhen, um die bestmögliche Erdbebensanierung bewerkstelligen zu können. Damit bleibt ein Tragwerk im Idealfall bei leichteren Erdbeben ohne Rissbildung im linear-elastischen Bereich und bei den unwahrscheinlicheren Starkbeben im plastischen und stark gerissenen Zustand, aber ohne Kollaps der Gesamtstruktur.

Mathematisch wird das Verhältnis der Beanspruchung eines elastischen zu einem elastisch-plastischen System mit dem Verhaltensfaktor q definiert. Dieser q -Faktor ist die Grundlage bei der Ermittlung der statischen Ersatzkräfte eines Erdbebens bzw. der Erstellung eines inelastischen Bemessungs-Antwortspektrums.

$$F_{el} = q \cdot F_{pl} \quad (\text{Gl. 2.4})$$

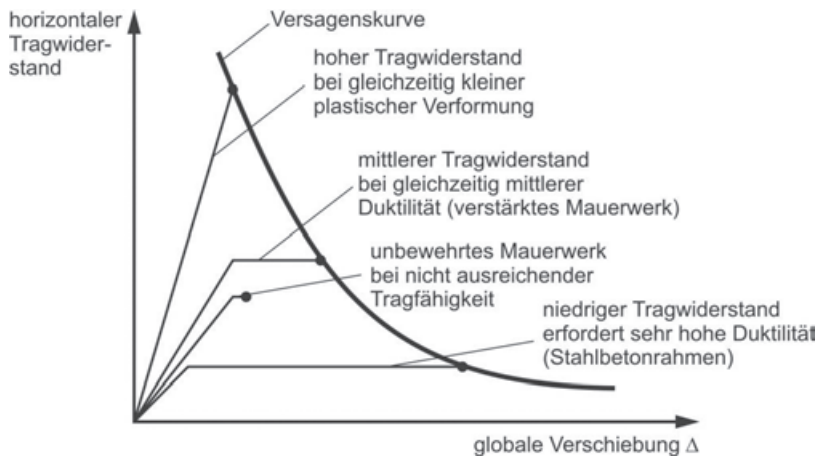


Abb. 2.4: Interaktion des horizontalen Tragwiderstands mit der Verformbarkeit

In [12] und [166] werden dafür zwei Ansätze zur Berechnung von q für jeweils einen Einmassenschwinger vorgestellt. Dabei handelt es sich um das *Prinzip der gleichen maximalen Verschiebung* mit:

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{Gl. 2.5})$$

und dem *Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit* mit:

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} = \sqrt{\frac{\Delta_u}{\Delta_y} - 1} \quad (\text{Gl. 2.6})$$

Da die Duktilität nun für idealisierte bilineare Kraft-Verschiebungskurven definiert ist, müssen für zyklisch belastetes Mauerwerk weitergehende Parameter festgelegt werden. Magenes [139] hat dies für Mauerwerk, das in der Ebene zyklisch belastet wurde, für eine nichtlineare Beziehung mit der sogenannten $\frac{3}{4}$ -Regel gemacht und diese wird von vielen weiteren Autoren wie in [12] bzw. [156] verwendet. Dabei soll die Umhüllende der Hysteresekurve durch einen bilinearen Kraft-Verschiebungsverlauf idealisiert werden indem die Gerade im elastischen Bereich bei $0,75 \cdot F_y$ die Umhüllende schneidet und bis ca. $0,9 \cdot F_{max}$ geführt wird. Weniger geläufig ist die Definition des Endes beim plastischen Bereich von $0,8 \cdot F_y$ und der entsprechenden Verschiebung Δ_u an dieser Stelle.

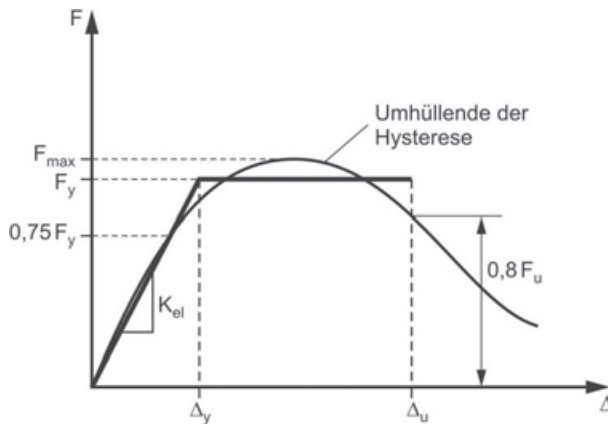


Abb. 2.5: Definition der bilinearen Approximation der Umhüllenden einer Hysteresekurve nach [139]

Nicht nur die nichtlinearen Beziehungen im Kraft-Verformungsverlauf, sondern auch die Berücksichtigung der dynamischen Bewegungen haben einen großen Einfluss auf die Bruchmechanismen und dadurch auch auf die Duktilität. Stellt man sich eine auf Schub abgleitende Wand vor, wird klar, dass dieser Vorgang je nach Ausmaß der Verschiebung Zeit braucht. Dadurch wird dieser Effekt bei hohen Schwingungsfrequenzen unterdrückt und andere Mechanismen wie das schnell stattfindende Druckversagen begünstigt. Allgemeine Vergleichsrechnungen von [12] haben gezeigt, dass Gl. 2.5 eher für schlanke Bauwerke mit niedrigen Frequenzen von ca. $f < 0,7$ Hz und Gl. 2.6 für mittelsteife Bauwerke im Frequenzbereich von $2 < f < 10$ gute Ergebnisse liefert. Dies wird bei der Aufstellung von inelastischen Bemessungs-Antwortspektren genutzt, indem die jeweilige Gleichung für ihren spezifischen Bereich verwendet und dazwischen linear interpoliert wird. Bei hohen Frequenzen von $f > 30$ Hz wird das elastische Antwortspektrum nicht abgemindert.

2.1.7 Antwortspektren

Die allgemeine Bemessung von Gebäuden auf Erdbebenlasten erfolgt weltweit mit den Antwortspektren. Sie sind ein geeignetes Tool, um die Komplexität von mehreren möglichen zeitlich variablen Erdbebenverläufen mit der dazu jeweiligen Gebäudeantwort zu koppeln. Entsprechend der Einwirkung geben Antwortspektren die maximale Antwort eines Einmassenschwingers (EMS) in Abhängigkeit seiner Eigenfrequenz wieder. Dadurch geht allerdings die Information der höheren Eigenschwingungsformen verloren.

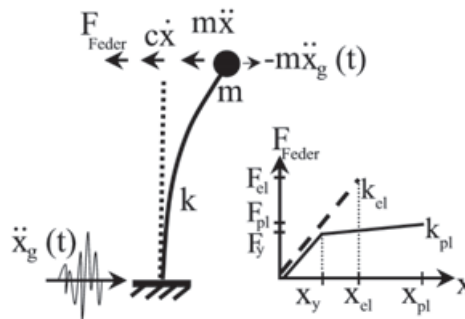


Abb. 2.6: Modell des Einmassenschwingers (EMS)

Stellt man das Kräftegleichgewicht des abgebildeten Einmassenschwingers auf, erhält man eine Differentialgleichung zweiter Ordnung, die man mit Einführung der Eigenkreisfrequenz $\sqrt{k/m}$ und der Dämpfungsrate $\zeta=c/2\omega m$ entsprechend vereinfachen kann:

$$\ddot{x} + 2 \cdot \zeta \cdot \dot{x} + \omega^2 \cdot x = \ddot{x}_g(t) \quad (\text{Gl. 2.7})$$

Mit dem Newmark'schen Integrationsverfahren wird dann für kleine Zeitschritte Δt und mit den bekannten Erdbebenbeschleunigungswerten der Funktion $\ddot{x}_g(t)$ numerisch die DGL gelöst und die Antwort des linearen Einmassenschwingers berechnet. Für eine Vertiefung der verschiedenen Berechnungsverfahren wird auf die Literatur von Chopra [32] hingewiesen. Wie in Abbildung 2.6 gezeigt, liegt jedoch ein nicht-linearer Zusammenhang zwischen der Federsteifigkeit und der Verformung vor, was mit der idealisierten, bilinearen „Takeda“-Form approximiert werden kann. In diesem Fall muss in jedem Zeitschritt die Steifigkeitsfunktion $k(x,t)$ der Feder gelöst werden. Dabei kann bei möglichst kleinen Zeitschritten angenommen werden, dass die Steifigkeit während eines Zeitschritts konstant bleibt.

Für die Ermittlung eines Antwortspektrums wird nun für einen vorgegebenen Beschleunigungsverlauf und eine bestimmte vorgegebene Dämpfung die DGL in Gl. 2.7 im Optimalfall für unendlich viele Einmassenschwinger mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen berechnet. Dadurch würde man eine kontinuierliche Kurve mit den ermittelten maximalen spektralen Beschleunigungen $S_d(T)$ der vielen Einmassenschwinger erhalten. In folgender Abbildung wurde dies schematisch für vier Gebäude mit unterschiedlichen Eigenperioden T durchgeführt. Die Grenzwertbetrachtung für $\lim_{T \rightarrow 0} S_d = a_{g,\text{Boden}}$ liefert den Maximalwert der Bodenbeschleunigung bzw. des Rütteltisches in den folgenden Versuchen.

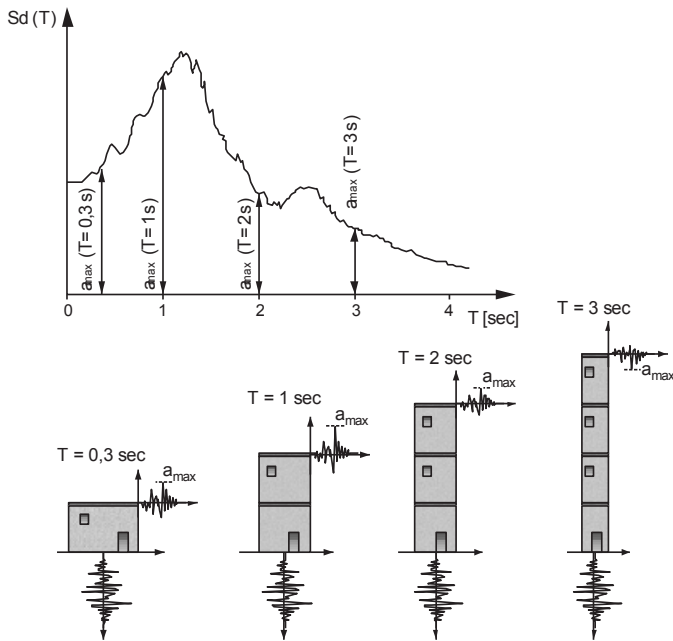


Abb. 2.7: Schema eines Antwortspektrum für verschiedene Perioden von EMS

Inelastische Bemessungsspektren werden zur Berücksichtigung des nicht-linearen duktilen Bauwerkverhaltens herangezogen. Dabei werden die im elastischen Bauwerk auftretenden Belastungen durch die Verhaltensbeiwerte so reduziert, dass eine duktile Antwort berücksichtigt wird. Dadurch werden dem Gebäude bei der Nachweisführung wesentlich geringere Erdbebenlasten zugewiesen. Je nach Frequenzbereich werden die verschiedenen Ansätze „Prinzip der gleichen Energie“ und „Prinzip der gleichen Arbeit“ der Gleichungen 2.5 und 2.6 als Reduktionsfaktor verwendet.

2.1.8 Stockwerksspektren

Die Freiheitsgrade eines Systems werden meist von der Anzahl der Stockwerke bestimmt, da meist die schweren Betondecken mit hohen Auflasten den Großteil der Masse ausmachen. Dadurch kann eine Struktur als Mehrmassenschwinger mit konzentrierten Massen vereinfacht werden. Betrachtet man die verschiedenen Modalformen eines solchen Modells, dann wird klar wie unterschiedlich die Antwort eines jeden Stockwerks in Abhängigkeit der Geometrie der aussteifenden Mauerwerkswände sein kann. Die je nach Stockwerk unterschiedliche Antwort in Form eines Beschleunigungsverlaufs bildet dann die Grundlage für die Einwirkung auf

tragende oder nicht-tragende Wände, die aus ihrer Ebene heraus in dem jeweiligen betrachteten Stockwerk entstehen. Nimmt man den Beschleunigungsverlauf eines Gebäudes analog wie bei der Erstellung eines Antwortspektrums als Grundlage (anstatt dem Bodenbeschleunigungsverlauf eines Erdbebens) für die Zeitverlaufsberechnung unterschiedlich steifer Einmassenschwinger, dann erhält man ein Stockwerksspektrum. Im Prinzip wird dann für sehr viele Einmassenschwinger, die in dem Stockwerk stehen, die maximale Antwort berechnet. Analog ist es auch möglich, Spektren für die Geschwindigkeit und die Verschiebung zu erstellen, wobei diese hier eher von untergeordneter Bedeutung sind. Mit diesen Stockwerksspektren hat man dann ein geeignetes Tool, um die Einwirkung auf Wandscheiben in Abhängigkeit ihrer Eigenperiode und Masse zu berechnen.

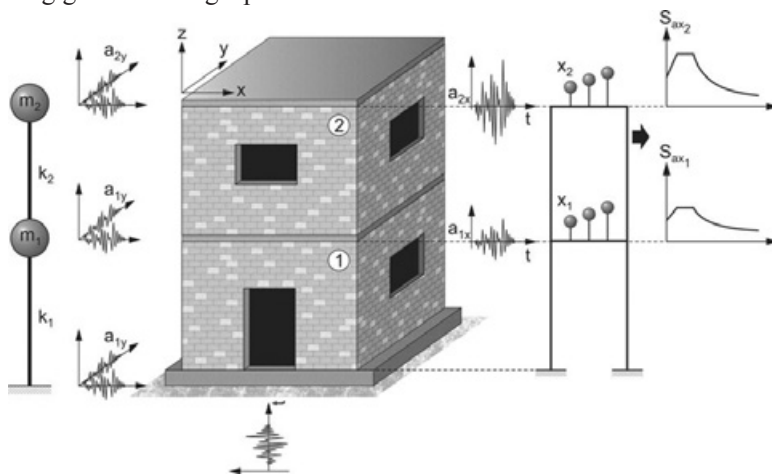


Abb. 2.8: Schema eines Antwortspektrums für verschiedene Perioden von EMS

Wie die Messungen der in Kapitel 4.2 getesteten Gebäude später zeigen, werden die Beschleunigungen bei weichen Tragwerken zum Dach hin immer größer, so dass man bei analytischen Bemessungen auch über die Höhe eines Gebäudes Überhöhungsfaktoren für die maximale Bodenbeschleunigung berechnen kann. Für die im Stockwerk x wirkende Beschleunigung ist es dann möglich, Ersatzkräfte zu berechnen, die eine Wand belasten. Bei [165] wird das Moment für eine out-of-plane belastete Wand, die sich zwischen dem i -ten und $(i-1)$ -ten Stockwerk befindet folgendermaßen approximiert:

$$M_{i,i-1} = 0,1 \times m \times a_{i,i-1} \times h_{\text{Stockwerk}}^2 \quad (\text{Gl. 2.8})$$

Wobei $a_{i,i-1}$ die maximale Beschleunigung zwischen zwei Stockwerken darstellt. Da in dieser Gleichung die Verteilung der Beschleunigungen über die Wandhöhe nur

grob abgeschätzt wurde, werden in Kapitel 4.4 detaillierte Untersuchungen an dynamisch angeregten Wänden gemacht, die ein besseres Verständnis für die Lastannahmen liefern sollen und um gegebenenfalls Verbesserungsvorschläge für eine genauere Approximation zu liefern.

2.1.9 Normen

In Europa gilt für die Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben der EC8, auch bekannt als DIN EN 1998-1 [62], der die zuvor gültige DIN 4149 ablöste. Je nach Land müssen entsprechende nationale Anhänge beachtet werden, in denen speziell für Mauerwerk z. B. unterschiedliche Druck- und Mörtelfestigkeiten erforderlich sind.

Neben der üblichen Verwendung des elastischen Antwortspektrums dürfen auch Zeitverlaufsdarstellungen zur Beschreibung der Erdbebenbelastungen verwendet werden. Es werden in Abhängigkeit des Baugrunds und der Erdbebenzonen verschiedene Periodenbereiche eines Bemessungsantwortspektrums (T_B , T_C , T_D und T) und die maximale Bodenbeschleunigung $a_{g,max}$ festgelegt, die mit den entsprechenden Gleichungen zum Bemessungsspektralwert $S_d(T)$ führen. Dieser ist dann abhängig von der Periode der Grundschiebung des Bauwerks.

Für das vereinfachte Verfahren darf die erste Eigenperiode T_1 anhand von Näherungen für Mauerwerksbauwerke mit:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad \text{mit } C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (\text{Gl. 2.9})$$

berechnet werden. Dabei ist H die Höhe und A_c berechnet sich aus:

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + 1_{wi} / H^2)] \quad (\text{Gl. 2.10})$$

Die Gesamterdbebenlast ergibt sich dann mit dem Korrekturbeiwert λ zu:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{Gl. 2.11})$$

Neben verschiedenen Verteilungsansätzen, die die Massen über die Höhe verteilen, ist auch der Dämpfungskorrekturfaktor η von Bedeutung. Dadurch wird die Belastung für entsprechende viskose Dämpfungswerte ξ oder auch äquivalente Dämpfungswerte reduziert.

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (\text{Gl. 2.12})$$

2.2 Mauerwerk

2.2.1 Allgemein

Mauerwerk ist neben Holz eines der ältesten Baumaterialien, die verwendet werden. Dies beweisen Ausgrabungen in Tell es-Sultan, der archäologischen Grabungsstätte in Jericho im Westjordanland, wo die Wiege der Urbanisierung vermutet wird. Kathleen M. Kenyon grub dort als eine der ersten Wissenschaftlerinnen von 1951 -58 verschiedene Teile der alten ummauerten Siedlung aus [122]. Sie erklärte: „Jericho kann den Anspruch erheben, die weitaus älteste Stadt der Welt zu sein“ [121]. Im Mesolithikum um ca. 8050 v. Chr. wurde in Jericho der heute älteste bekannte Steinturm, der Bestandteil der Stadtmauer war, errichtet. Die übliche Mauerwerksform bestand damals wie auch zum Teil heute hauptsächlich aus getrocknetem Lehm, der noch in Ländern wie z.B. Jordanien verwendet wird [151]. Die große Beliebtheit des Werkstoffs liegt in der einfachen Verwendung ohne große Hilfsmittel, guten Eigenschaften wie Dauerhaftigkeit, hohe Druckfestigkeit und klimatechnischen Vorteilen in Gebäuden. Die fast unbegrenzte Rohstoffressource Lehm oder Stein und der Preis sind aber über alle Jahrtausende hinweg bis heute die wichtigsten Argumente gewesen. Die Quote von 91,2 % [111] Mauerwerksbestand sind auch heute Beleg für die Beliebtheit des Baustoffs.

Mauerwerk ist nach EN 1996-1-1 §1.5.2.1 als ein „*Gefüge aus Mauersteinen, die in einem bestimmten Verband verlegt und mit Mörtel verbunden worden sind*“, definiert. Daraus geht hervor, dass nicht nur die Herstellungsprozesse, Steinlochungen, Steinformate und Mörtelarten eine Rolle spielen, sondern auch die Eigenschaften der Lager- und Stoßfugen aus Mörtel einen wesentlichen Einfluss bedeuten. Während die Lagerfugen bis auf Trockenmauerwerk und Einsteinmauerwerk immer vorhanden sind, werden bei neuerer Bauweise aus Wirtschaftlichkeitsgründen die Stoßfugen häufig weggelassen. Beide Varianten sind in dieser Arbeit vertreten, wobei die Stoßfuge hier, wie es auch bei älterem Mauerwerk üblich war, später verstärkt angewendet wird.

Die in ihrer fast unerschöpflichen Variation möglichen und beschriebenen Mörtel-/Steinkombinationen ergeben in jedem Fall einen Verbundwerkstoff mit einer großen Streuung an anisotropen Werkstoffcharakteristika. Dies spiegelt sich in unterschiedlicher Schubfestigkeit, die von der Mörtelfuge, dem Stein und der Normalbeanspruchung abhängt, sowie den Zugfestigkeiten und Druckfestigkeiten in Abhängigkeit der Belastungsrichtung wieder. Mauerwerk weist ähnlich dem Beton eine hohe Druckfestigkeit bei gleichzeitig niedriger Zugfestigkeit (ca. 11% der Druckfestigkeit) auf. Diese Eigenschaft ist es, die in den weiteren Kapiteln mittels technischer Textilien zu homogenisieren versucht wird. Das heißt, das Ungleich-

gewicht zwischen Druck- und Zugfestigkeit wird durch zusätzliche Zugfestigkeitsanteile der Fasermaterialien ausgeglichen.

2.2.2 Steine

Die allgemeinen Nachweise für Mauerwerk im Neubau sind hauptsächlich von Wärme- Schall- und Feuchteschutznachweisen geprägt, wodurch die statischen Nachweise mehr und mehr in der Prioritätenliste nach unten verdrängt werden. Dies macht sich auch bei der Herstellung der Materialien bemerkbar, indem vermehrt auf Dünnbettmörtel und wärmetechnisch optimierte Steine ausgewichen wird. Als wärmetechnisch günstig gelten vor allem die Porenbetonsteine und Hochlochziegel (Hlz). Bei letzteren werden die Eigenschaften stark von der Zusammensetzung und Brenntemperatur bestimmt. Die Festigkeit, Dichte, Witterungsbeständigkeit und chemische Widerstandsfähigkeit wird vor allem durch eine höhere Brenntemperatur begünstigt. Jedoch wird dem im Gegensatz stehend heute im Rahmen der aktuellen Wirtschafts- und Energiekrise vermehrt durch niedrige Brenntemperaturen und porosierende Zusatzstoffe, wie zum Beispiel Sägemehl, ein poröser und wärmedämmender Scherben hergestellt. Auch entsprechend optimierte Lochbilder, Stegführung und Stegdicke eines Hlz führen zu einer sinkenden Schubtragfähigkeit eines Steines. In Deutschland und Italien gibt es diesem Umstand Rechnung tragend spezielle Hochlochziegel, die auf Tragfähigkeit und damit für erdbebengefährdete Gebiete optimiert wurden. Da alte Mauerwerksgebäude oft aus nicht geeigneten Materialien bestehen und heutigen Sicherheitsstandards nicht genügen, muss man die Vielzahl der unterschiedlichen Steinarten und -formate, die im Laufe der ca. 5000 Jahre alten Mauerwerkshistorie verwendet wurden, berücksichtigen, wenn man nachträgliche Verstärkungen anbringen will.

Im Gebäudebestand national sowie international gibt es sehr unterschiedliche Methoden und Materialien, die beim Vermauern eingesetzt werden. In Ländern mit großer Armut werden häufig ungebrannte oder mit niederen Temperaturen gebrannte Lehmvollziegel, sogenannte Grünlinge, mit niederen Festigkeiten eingesetzt. Ähnliche weiche Lehmvollziegel, wie sie in Südindien in der Region um Chennai verwendet werden, wurden auch in dieser Arbeit in Versuchen eingesetzt. Eine weitere günstige Steinquelle bietet sich in Fels- oder Gebirgsregionen, wo naturbehauene Steine verwendet werden, die sehr hohe Festigkeiten von über 200 N/mm² aufweisen können. Gelbe Sandsteine aus der „Abruzzen“ Region (Norditalien), wo im April 2009 ein starkes Erdbeben der Magnitude 6,3 die Region erschütterte, konnten nach Karlsruhe importiert werden, um weitere Untersuchungen

an dieser Kategorie Steine durchzuführen. Nähere Details werden in Kapitel 4 ausgeführt.



Abb. 2.9: Indischer Lehmziegel

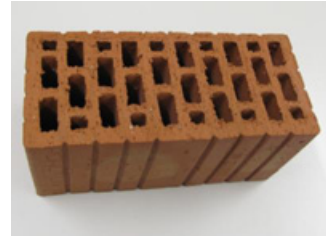


Abb. 2.10: Lochziegel aus Karlsruhe

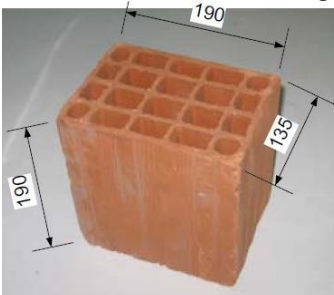


Abb. 2.11: Lochziegel aus der Türkei



Abb. 2.12: Bruchsteine aus Italien



Abb. 2.13: Kalksandstein aus Karlsruhe



Abb. 2.14: Hlz aus Karlsruhe

Eine andere Art zu mauern kann man im europäischen Raum vor allem in südlichen Ländern wie zum Beispiel Italien, Griechenland und der Türkei beobachten. Hier werden im Gegensatz zu Deutschland oft Lochziegel so eingesetzt, dass die Hohlrohre in horizontaler Richtung in der Wandebene verlaufen. Dadurch sind die Steine so ausgerichtet, dass die maximale Druckfestigkeit entlang der Röhren verläuft und nicht wie bei deutscher Bauweise in vertikaler Richtung. Dies wurde bei Versuchen mit solchen Steinen aus Istanbul berücksichtigt und wird in Kapitel 4.4 detaillierter beschrieben.

In Deutschland werden neben Hochlochziegelsteinen auch Kalksandsteine sehr häufig eingesetzt, weil sie eine homogene Festigkeitsverteilung auf hohem Niveau besitzen. Die im Vergleich zu anderen künstlichen Steinarten hohe Druckfestigkeit wird durch die hohe Masse erreicht, die auch einen guten Schallschutz ermöglicht. Kalksandstein ist ein mineralisch gebundener Werkstoff, der zu ca. 90 % aus feinem Sand mit einer maximalen Korngröße von 4 mm und 10% Kalziumoxid hergestellt wird. Mit Wasser wird das Kalk-/Sandgemisch abgelöscht, feucht in Formen gepresst und in einer Überdruckkammer (bis zu 18 bar), dem sogenannten Autoklaven, ca. 3 bis 8 Stunden bei Temperaturen von über 200°C chemisch gebunden. Die in diesem Vorgang entstandenen kristallinen Calciumsilicathydrate wachsen ähnlich wie bei Beton um die Sandkörnung und verbinden das Gefüge zu dem fertigen Stein. Auf mehrere Versuche an Kalksandsteinen wird in Kapitel 4 eingegangen.

Porenbeton-, Beton- und Leichtbetonsteine sind nicht Gegenstand der Untersuchungen, sollen hier der Vollständigkeit wegen aber kurz erwähnt werden, da es auch spezielle Schalungssteine für bewehrtes Mauerwerk gibt, das häufig in Erdbebengebieten Anwendung findet. Die Porosierung mit Treibmittel wie Aluminiumpulver führt zu einer sehr geringen Rohdichte, so dass nur kleine Massen und somit geringe Kräfte im Bauwerk im Erdbebenfall aktiviert werden. Allerdings bewirken die hohe Sprödigkeit und die geringere Festigkeit große Nachteile, die allgemein überwiegen.

Tabelle 2.1: Abmessungen und Druckfestigkeitswerte der Steinarten in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung in [N/mm²]

Nr.	Steinart	Format [mm]	Druckfestigkeit vertikal zur Lagerfuge	Druckfestigkeit horizontal zur Lagerfuge	Druckfestigkeit aus der Ebene heraus	Biegezugfestigkeit	Druckfestigkeit des Nettoquerschnitts
1	Indischer Vollziegel	220x 110x 70	7,4	3,66	-	-	7,4
2	Italienischer Bruchstein	Bruchstein	164,5	164,5	164,5	11,73	164,5
3	Langlochziegel aus Istanbul	190x135x135	1,04	6,56	1,04	0,43	16,26
4	Karlsruher Kalksandstein	240x239x113	27,56	-	-	3,09	27,56

5	Karlsruher Kalksandstein	240x110x113	20,57	4,42	8,85	1,53	-
6	Karlsruher Hlz	305x239x249	15,2	1,49	0,15	1,43	-
7	Karlsruher Lochziegel	240x110x113	27,5	3,14	9,47	0,97	45,35

Bei den Betonsteinen wird unter anderem auch Recyclingmaterial als leichte Gesteinskörnung eingesetzt und das Betongemisch in beliebige Steinformen gebracht. Spezielle Kammern dienen der vertikalen und horizontalen Bewehrungsführung, wenn besondere Anforderungen an die Tragfähigkeit einer Konstruktion gestellt werden. Diese Steine werden insbesondere in den USA, Kanada, Australien und Neuseeland eingesetzt. An dieser Stelle ist die Tatsache erwähnenswert, dass sich ein Großteil der Literatur auf diese Steinart konzentriert, wenn es um Verstärkungen und Bemessungsansätze geht.

In Tabelle 2.1 sind Steinarten mit ihren gemittelten Materialeigenschaften aufgelistet. Besonders sticht die sehr hohe Druckfestigkeit des italienischen Natursteins heraus, der bei Prüfungen nach DIN EN 1926 [61] sogar einen Maximalwert von 198 N/mm² erreichen konnte.

2.2.3 Mörtel/Putze

Die Hauptaufgabe des Fugenmörtels ist es, die losen Steine miteinander zu einem Mauerwerksgefüge kraftschlüssig zu verbinden. Dabei werden Unebenheiten und Toleranzen der Steine ausgeglichen, was heutzutage durch die plan geschliffenen Steine weniger notwendig ist. Aus Wirtschaftlichkeitsgründen werden vermehrt Dünnbettmörtel in Kombination mit Plansteinen eingesetzt, die im Tauchverfahren oder mit einem Mörtelschlitten in Schichtdicken von 1-2 mm aufgetragen werden. Bei Hochlochziegelsteinen hat dies den Nachteil, dass nur sich kreuzende Steinlamellen verklebt werden, was in einer geringeren Schubfestigkeit der Fugen resultiert. Allgemeine Verstärkungen für Mauerwerk werden hauptsächlich am älteren Gebäudebestand durchgeführt, weshalb sich in diesem Rahmen nur auf die klassischen Fugendicken von ca. 1,2 cm beschränkt wird, wobei in der Zukunft sicherlich auch Dünnbettmörtel untersucht werden sollten.

Die entscheidenden Festigkeiten wie Druckfestigkeit, Haftzugfestigkeit und Schubfestigkeit wird durch das Mischungsverhältnis von Gesteinskörnung, Bindemittel und Wasser maßgebend bestimmt. Der Wassergehalt wird hauptsächlich nach Verarbeitbarkeit und je nach Steinart eingestellt, da bestimmte Steinmaterialien wie Kalksandstein mehr Wasser aufsaugen und so evtl. den Mörtel verdursten lassen. Deshalb nässt man auch solche Steine zum Teil vor, damit der Mörtel vollständig

aushydratisieren und seine Festigkeit entwickeln kann. Als Bindemittel kommen vor allem Luftkalke, hydraulische Kalke, Zemente und Putz- und Mauerbinder in Frage, die zusätzlich mit speziellen Additiven auf jeden Mauerwerkstyp speziell eingestellt werden können. Als Zusatzstoffe werden vor allem Luftporenbildner, um die Frostbeständigkeit zu erhöhen, Zellulose, um das Wasserrückhaltevermögen zu verbessern, Beschleuniger, Verzögerer, Dichtungsmittel und Haftverbesserer eingesetzt. Diese sind vor allem bei Anwendung chemisch vergüteter Putze oder Klebstoffe, wie sie später beschrieben werden, zu berücksichtigen, um ungewollte chemische Reaktionen an den Verbindungsstellen Putz-Fugenmörtel zu vermeiden. Bei älterem Mauerwerk wird man jedoch weniger mit solchen Zusätzen rechnen müssen, wobei auch bei alten Lehmfachwerkhäusern Ochsenblut, Knochenmehl, Harnstoff und Tierhaare für einen besseren Haftverbund von Putzen eingesetzt wurde [151].

In der vorliegenden Arbeit wurden mehrere verschiedene Mörtel und Putze eingesetzt, die durch landestypische Materialgegebenheiten der Versuchsstandorte geprägt waren. Der repräsentative Fugenmörtel für Karlsruhe wurde nach Rezept zusammengemischt. Das Gewichtsverhältnis der Zutaten Kalkhydrat CL 90 : Zement : Sand 0/2 : Wasser betrug 1,1 kg : 1,2 kg : 14,9 kg : 3 kg. Damit war der Mörtel eher von geringer Qualität, wie es bei älterem Mauerwerk auch zu erwarten wäre. Der türkische und der indische Fugenmörtel wurden im Mischungsverhältnis Sand : Zement mit 4:1 hergestellt und hatten entsprechend im Vergleich eine westlich höhere Druckfestigkeit. Für die Untersuchungen am italienischen Bruchmauerwerk wurde ein Fertigmörtel aus dem Sack verwendet. Bei dem Kalkmörtel „Tassullo T30V“, der mit 14 % Anmachwasser vermengt wurde, wurden mittlere Druckfestigkeiten von 3,67 N/mm² ermittelt. Im Folgenden werden die Materialeigenschaften der verwendeten Mörtel, die in den nachfolgenden Kapiteln verwendet werden, tabellarisch zusammengefasst.

Tabelle 2.2: Materialparameter der verwendeten Fugenmörtel

Mörtel	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Wichte [g/cm ³]
Fugenmörtel KA	2,17	0,82	1,8
Fugenmörtel Türkei	8,87	-	-
Fugenmörtel Indien	9,33	-	-
Fugenmörtel Italien	3,67	0,88	1,97

Zu beachten sind die unterschiedlichen Normen, die zur Materialprüfung zugrunde gelegt wurden. Die Proben aus der Türkei und Indien wurden zum Beispiel an 50

mm x 50 mm x 50 mm großen Proben nach ASTM C 109 Standard durchgeführt. Die restlichen Proben nach DIN EN 1015-11 [57] an 40 mm x 40 mm x 160 mm großen Mörtelproben.

Des Weiteren wurden zwei Grundputze verwendet. Für den Außenbereich der zementöse *Grundputz Röfix 510* und als repräsentativer Grundputz für den Innenbereich der Gipsputz *Knauf Goldband Fertigputzgips* aus dem Sack.

2.3 Bruchmechanismen in der Wandebene

2.3.1 Allgemein

Begutachtungen von Schäden an Mauerwerk brachten in der Vergangenheit sehr viele Variationen von Schadensmechanismen zu Tage, die heute noch nicht alle vollständig verstanden werden, wenn mehrdimensionale dynamische Einwirkungen, wie sie beim Erdbeben auftreten, wirksam geworden sind. Alle möglichen Versagensprobleme müssen grundsätzlich zuerst einem bestimmten Tragsystem zugeordnet werden, da das globale Verhalten eines Gebäudes dadurch wesentlich, beim Ableiten horizontaler Kräfte in den Baugrund beeinflusst wird. In dieser Arbeit wird sich hauptsächlich auf die Gebäude aus reinem Mauerwerk und Skelettbauwerke mit Mauerwerksausfachungen konzentriert. Bei letzteren dient ein Stützen-/Rahmengerüst aus Beton und/oder Stahl als tragendes Element, bei dem das Mauerwerk nur als nichttragende Raumabgrenzung eingesetzt wird.

Da Mauerwerk hauptsächlich in schlanken, scheibenartigen und Raum abgrenzenden Gebilden eingesetzt wird, soll im Folgenden nach der Belastungsrichtung einer solchen Struktur unterschieden werden. Demnach kann eine horizontale Krafteinwirkung in Richtung der starken Scheibentrageebene (in der Literatur als „in-plane“ bekannt) oder aus der Ebene heraus, in einer Plattenbeanspruchung (in der Literatur als „out-of-plane“), kategorisiert werden. Beim „in-plane-Versagen“ wird die Wand als Scheibe belastet und trägt in dieser Richtung erheblich zum Tragwiderstand des Gebäudes bei. Die dritte vertikale Komponente eines Erdbebens wird oft vernachlässigt, da ein Gebäude meist mit einer ausreichenden Sicherheit bemessen ist. Jedoch spielt auch die Vertikalkraft bei den im Folgenden dargestellten Versagensmechanismen als Parameter eine entscheidende Rolle. Dies wird vor allem an einem Gebäudeversuch mit vertikaler Beschleunigungskomponente beim Schubversagen in Kapitel 4.2 klar.

Eine Mauerwerksscheibe die unter zweiachsigem Spannungszustand steht, kann nach **Mann/Müller** [141], **Ganz/Thürlimann** [217] und **Magenes** [139] prinzipiell auf vier verschiedene Arten versagen, wobei jede Versagensart nochmals detaillierter unterteilt werden kann.

2.3.2 Klaffen der Lagerfuge / Kippen

Das Klaffen der Fuge tritt vor allem bei langen schlanken Wänden auf, wenn die Normalkraft niedrig ist. Dabei tritt Zugversagen senkrecht zum Mörtelbett auf und der Verbund zwischen Stein und Mörtel wird gelöst. Dies geschieht, wenn die vorherrschende Zugspannung senkrecht zur Mörtelfuge größer wird als die Haftzugfestigkeit.

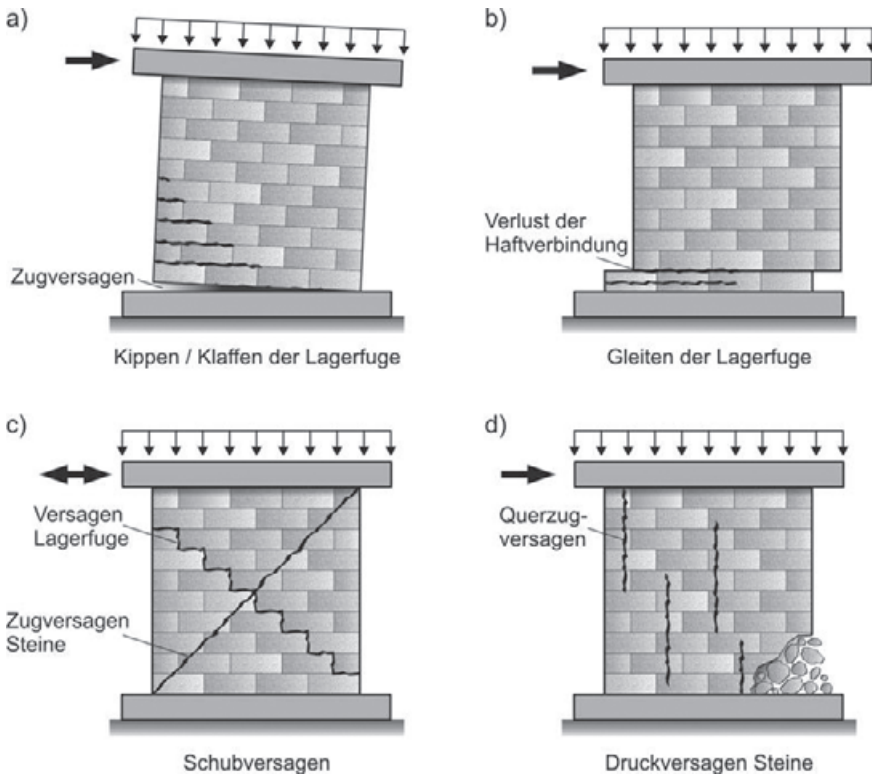


Abb. 2.15: Die vier Grundversagensmechanismen von Wandscheiben

Mann/Müller [141], [143] beschreibt dies in einer Ungleichung mit dem Subtrahend der beiden Größen:

$$\tau < \frac{\Delta x}{2 \cdot \Delta y} \cdot (f_u - \sigma_v) \quad (\text{Gl. 2.13})$$

Wobei Δx die Steinlänge und Δy die Steinhöhe darstellten, als er das Gleichgewicht am Einzelstein bildete. Ein anderer, aber vergleichbarer Ansatz ist die Gleichgewichtsbetrachtung an einer Wandscheibe, wie in Abbildung 2.16 dargestellt. Mit der Annahme des Spannungsblocks und entsprechendem Ansatz $a = 2/3 \cdot x$ erhält man mit $l_w/2 - e = a/2$ die Länge der Druckzone infolge Kippen in Abhängigkeit der Belastung und Geometrie. Die Zugfestigkeit der Mörtelfuge wird vernachlässigt und die Druckspannung mit $0,85 \cdot f_d$ vereinfacht. Nach Bildung des Kräftegleichgewichts und Umformung erhält man dann:

$$V_{Rd} = \frac{l_w^2 \cdot d \cdot p}{2 \cdot h_0} \cdot \left(1 - \frac{p}{0,85 \cdot f_d} \right) \quad (\text{Gl. 2.14})$$

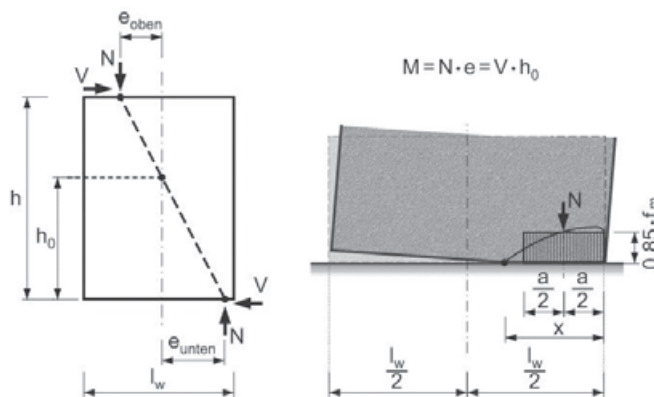


Abb. 2.16: Kräftegleichgewicht an einer Wandscheibe

Dieser auch als „Rocking“ bekannte Kippeffekt reduziert wie in Abbildung 2.16 offensichtlich den inneren Hebelarm der Wand, so dass durch die Einschnürung der Druckzone an der äußeren druckbelasteten Ecke lokal ein Versagen des Steins verursacht werden kann. Allgemein wird bei diesem Versagensfall im Vergleich zu den anderen Arten eher weniger Energie dissipiert. Verdeutlicht wird dies durch den S-förmigen Verlauf einer resultierenden Hysteresekurve, bei der der Flächeninhalt vergleichsweise gering ausfällt. Dieser als eher gutmütig bekannte Versagensmechanismus wurde auch bei dem Gebäudeversuch in Pavia beobachtet und wird später weiterverfolgt.

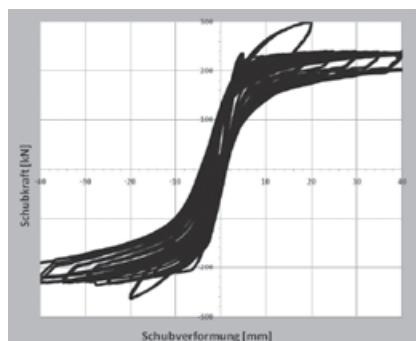


Abb. 2.17: S-förmige Hysterese für Kippen aus [156]

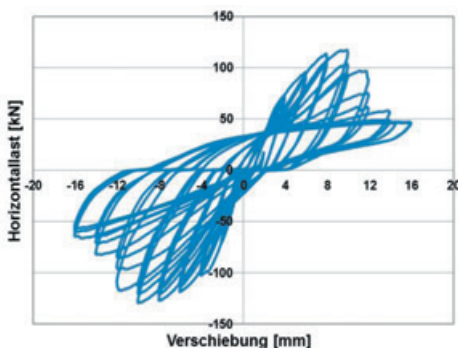


Abb. 2.18: Charakteristische Hysterese für Gleiten und diagonales stufenförmiges Schubversagen

2.3.3 Gleiten der Lagerfuge

Wirkt auf einen Wandausschnitt eine horizontale Querkraft ein, muss die Lagerfuge durch die Haftung des Mörtels an zwei Steinoberflächen durch den Anteil der Anfangsscherfestigkeit und der Reibung die Kraft übertragen. Bei gelochten Steinen wirkt zusätzlich durch den Formschluss der Steinöffnung und des verzahnten Mörtels noch eine weitere Komponente, die rechnerisch durch erhöhte Werte des Reibungsbeiwerts μ und der Anfangsscherfestigkeit c berücksichtigt wird. Nachdem die Haftverbindung versagt, wirkt nur noch der Reibungs- oder Gleitanteil, der aus dem Produkt Normalkraft und Reibungsbeiwert $N \cdot \mu$ ermittelt werden kann. Demnach spielt hier die Auflast sowie die Rauigkeit der Lagerfuge eine entscheidende Rolle. Betrachtet man die Spannungsverteilung über die Mörtelfläche einer biaxial belasteten Wand, wird klar, dass das Abscheren von der Zugseite her aufgrund der dort geringeren Normalspannung und entsprechend geringerem Widerstand initiiert wird. Die Basis zur Berechnung des Tragwiderstands infolge Lagerfugengleiten bildet das Mohr-Coulomb-Kriterium der maximalen Schubspannungen:

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma_v \quad (\text{Gl. 2.15})$$

Für die Annahme der konstanten Schubspannungsverteilung über der Mörtelfugenfläche A_m und der Spannung σ_v gleich der Auflast p , ergibt sich:

$$V_{Rd} = A_m \cdot (c + \mu \cdot \sigma_v) = l_w \cdot t \cdot (c + \mu \cdot p) \quad (\text{Gl. 2.16})$$

Für die oben genannten Parameter c und μ müssen demnach globale über die Wandlänge verschmierte Werte angenommen werden, die nicht mit ermittelten Werten aus Schubversuchen an Kleinkörpern verglichen werden können. Denn nach Abbildung 2.14 wird klar, dass bei teilweise klaffenden Fugen der Lastabtrag auf geringerer Fläche stattfindet und es somit zu lokal erhöhten Spannungen führt. Unter Herleitung der Länge x des verbleibenden ungerissenen Querschnitts mit:

$$x = \frac{3}{2} \cdot a = \frac{3}{2} \cdot l_w - 3 \cdot e = \frac{3}{2} \cdot l_w - 3 \cdot \frac{V \cdot h_0}{N} \quad \text{erhält man:} \quad (\text{Gl. 2.17})$$

$$V_{Rd} = \tau \cdot x \cdot t = 3 \cdot \tau \cdot t \cdot \left(\frac{1}{2} l_w - \frac{V \cdot h_0}{N} \right) \quad \text{für den klaffenden Zustand} \quad (\text{Gl. 2.18})$$

Wobei sich τ auf eine andere Spannungsverteilung bezieht.

Durch das Bilden zweier neuer großer Oberflächen wird beim Bruchprozess und auch bei der Reibung des Gleitvorgangs viel Energie dissipiert, was bei der Umwandlung von Erdbebenenergie in zum Beispiel Wärme günstig wirkt. Allgemein tritt dieses Versagensbild bei geringer Auflast, schlechter Mörtelqualität und besonders Steinen mit schlechter Verzahnungswirkung bei fehlenden Lochungen auf. Im Gebäude tritt es vor allem in den oberen Stockwerken auf, wo gleichzeitig geringe Vertikallasten und erhöhte Beschleunigungen wirken. Ein Sonderfall kann die Kombination von hochfestem Mörtel mit sehr niederfesten Lehmsteinen sein. In diesem Fall kann die Trennfläche auch im Stein entstehen, wenn seine Schubfestigkeit geringer ist als die Mörtelverbindung zum Stein ist. Dieser Sonderfall wird später an indischen Gebäudeversuchen beobachtet.

2.3.4 Schubversagen

Beim Schubversagen tritt bei Ausbildung einer diagonalen Druckstrebe (siehe Abbildung 2.14) senkrecht dazu eine Hauptzugspannung auf, die zu einem treppenartigen Riss führt. Bei zyklischer Beanspruchung bildet sich dieser Riss in beide Richtungen in kreuzweiser Anordnung aus. Dieser Versagensfall tritt im Vergleich zum „Gleiten“ nach Tomazevic [221] wesentlich häufiger auf und ist vor allem in den unteren Stockwerken zu finden. Maßgebend ist das Verhältnis von Vertikal- und Horizontallast, das Schubverhältnis $\alpha_v = M/(V \cdot l_w)$, aber auch das Verhältnis von Höhe zur Länge [1], [2]. Gedrungene Wandscheiben mit $h/l_w < 2$ begünstigen durch eine kritische Kombination der Hauptdruck- und Hauptzugspannungen in Richtung der Diagonalen dieses Versagensbild [247]. Allgemein ist dieses Versagen eher

gutmütig und dissipiert durch Reibung und Bildung von großen neuen Oberflächen viel Energie.

Aus mikroskopischer Sichtweise versagt hier lokal die Mörtelfuge auf Schub wie beim zuvor genannten *Gleiten*. Die Stoßfuge spielt bei der Tragfähigkeit weniger eine Rolle, da sie entweder unvermörtelt ist oder bei Vermörtelung nur eine geringe Zughaftung zum Stein aufzuweisen hat, falls überhaupt ein Verbund besteht. Vielmehr fallen die Reibung und die Zugfestigkeit des Steins sowie der Mörtelfuge ins Gewicht. Letzterer Anteil wird vor allem bei horizontal bewehrtem Mauerwerk durch die Einlageisen signifikant erhöht. Bei verputztem Mauerwerk erhält man noch einen kleinen Anteil aus der Schub- und Zugfestigkeit des Putzes entlang des Risses. An diesem Punkt setzt diese Arbeit an, um durch Fasern in oder auf der Putzschicht wesentliche Verstärkungseffekte zu erzielen.

Prinzipiell versagt das Mauerwerk also auf Zug (meist in Form geradliniger Risse) durch den Stein oder in treppenartigem Abgleiten. Daher müssen bei der Berechnung zwei Szenarien berücksichtigt werden. Für letzteren Fall kann analog dem Gleiten verfahren werden. Für Zugversagen gilt nach **Mann/Müller**:

$$\tau = \frac{f_{bt}}{2,3} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_v}{f_{bt}}} \quad (\text{Gl. 2.19})$$

2.3.5 Druckversagen

Da das Druckversagen eine der maßgebenden Größen bei den Versuchen ist, durch welches die Leistungsfähigkeit der Verstärkung beschränkt wird, soll an dieser Stelle eine kurze Erläuterung folgen.

Hilsdorf [103] untersuchte als einer der Ersten 1965 wissenschaftlich die Druckfestigkeit von Mauerwerk und initiierte die nun ca. 50 Jahre alte Forschung in diesem Gebiet. Der Bruchmechanismus von senkrecht zur Lagerfuge beanspruchtem Mauerwerk lässt sich durch die unterschiedlichen Verformungseigenschaften von Mörtel und Stein erklären.

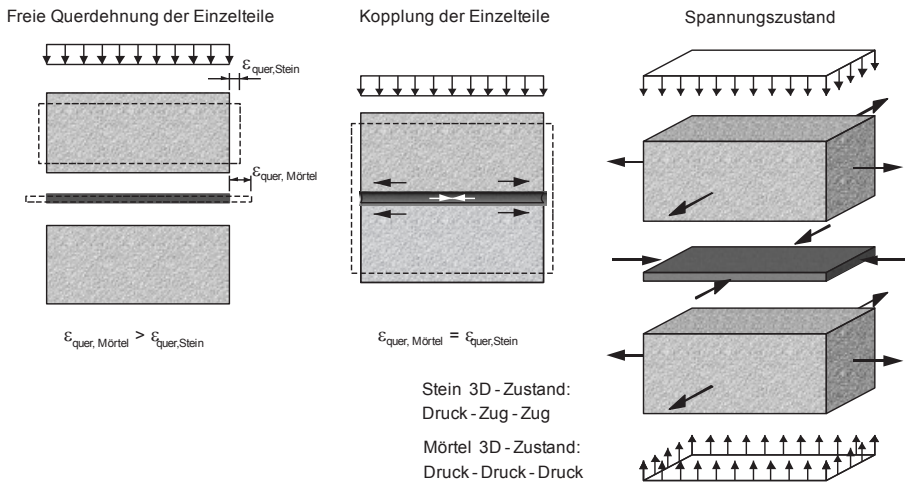


Abb. 2.19: Spannungszustand in den Einzelkomponenten bei Druckbelastung

Da der weichere Mörtel zu einer größeren Querverformung als der Stein neigt, bildet sich im Mörtel durch Verhinderung der Querverdehnung eine Druckspannung aus. Der Stein dagegen erfährt eine zusätzliche Querverformung, die in einer Zugspannung resultiert. Verschiedene Parameter wie Lochbild im Stein, Rauigkeit der Fuge, Querdehnzahl μ der Materialien sind für den Betrag der Querverformung verantwortlich. Durch die unterschiedlichen dreidimensionalen Spannungszustände im Stein (ungünstig) Druck-Zug-Zug und im Mörtel (günstig) Druck-Druck-Druck, liegt die Druckfestigkeit zwischen den Festigkeiten der beiden Materialien. Durch die günstige Umschnürungswirkung des Steins und dem dreidimensionalen Druckspannungszustand im Mörtel liegt die Tragfähigkeit wesentlich über der Prismenfestigkeit des Mörtels. Aufbauend auf das Modell von Hilsdorf, formuliert **Berndt** [20] den dreiachsigen Druckspannungszustand des Mörtels folgendermaßen:

$$\sigma_{y,m\ddot{o}} \gg \sigma_{z,m\ddot{o}} \gg \sigma_{x,m\ddot{o}} \cdot \frac{\mu_{m\ddot{o}}}{1 - \mu_{m\ddot{o}}} \quad (\text{Gl. 2.20})$$

Im Stein wirkt nach **Berndt** demnach eine maximale Spaltzugspannung:

$$\max \sigma_{\text{spZ}} \approx \sigma_x \cdot \frac{d'}{d} \cdot \frac{d}{h} \quad (\text{Gl. 2.21})$$

Wobei d und h die Steinlänge bzw. Höhe darstellt, sowie d' die Summe der beidseitig ausgebrochenen Fugenteile.

Bei Erreichen der Druckfestigkeit des Mauerwerks tritt das Versagensbild in vertikalen oder geneigten Rissen durch den Stein auf, nachdem die Steinzugfestigkeit überschritten wird. Somit wird klar, dass sich die Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge durch die Druckfestigkeit des Mörtels, der Querkzugfestigkeit der Steine, dem Verhältnis der Querdehnmoduli, dem Haftverbund zwischen Stein und Mörtel und der Fugendicke beeinflussen lässt [247]. Letzteres untersuchte **Kirtschig** [123] und auch **Purtak** [179] mit unterschiedlichen Dicken der Mörtelfuge und sie kamen auf das Ergebnis, dass bei zunehmender Dicke die Querdehnungen zunehmen und somit die Druckfestigkeit abnimmt. Hilsdorf [103] erkannte, dass vor allem das Verhältnis von Steinhöhe zu Fugendicke entscheiden ist.

Versuche zur statischen Druckfestigkeit und Spannungs-Dehnungslinien unter monotoner Belastung können in [209], [190] und [150] gefunden werden. Für die rechnerische Erfassung der Druckfestigkeit von Mauerwerk vertikal zur Lagerfuge finden sich in der Literatur mehrere Ansätze. Darunter auch der Ansatz von **Schubert** [195], der die Festigkeiten von Stein- und Mörtelart in Potenzansätzen mit einem Beifaktor multipliziert.

$$f_k = a \cdot f_b^b \cdot f_m^c \quad (\text{Gl. 2.22})$$

Wobei die Parameter a , b und c anhand von experimentellen Untersuchungen abgeleitet wurden. Die Druckfestigkeit von Mauerwerk wird an RILEM-Körpern gemäß DIN EN 1052-1 [58] bestimmt. Dabei werden Wandausschnitte zwei Steine lang und 5 Steinschichten hoch senkrecht belastet.

Durch die Anisotropie von Mauerwerk unterscheidet sich die Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge erheblich zu jener der vertikalen Richtung. Dabei ist entscheidend, ob es sich um Hochlochsteine, Vollsteine, vermörtelte Stoßfugen oder unvermörtelte Stoßfugen handelt. Experimentelle Untersuchungen von **Schubert und Graubohm** [199] zeigen, dass vermörtelte Stoßfugen zu größeren Festigkeiten und höheren E-Moduli führen.

Das Druckversagen ist den zuvor genannten Versagensarten oft nachfolgend. Schert eine Wand zum Beispiel bei Steinversagen diagonal ab, konzentriert sich die Last auf der Ecke der Wand und versagt dann lokal auf Druck. Ähnlich ist es beim Biegeversagen, wenn zuerst die Fuge klappt und dann durch die Drucklastkonzentration die Ecke bricht.

Das primäre Druckversagen konzentriert sich ebenfalls auf die Randbereiche, wenn sich die Druckstrebe dort verjüngt. Es entstehen dann vertikale oder dem

Druckstrebenwinkel folgende, leicht geneigte Risse. Schräge Risse wurden von **Page et al.** [160], [162], [163], [161] untersucht. Dafür brachte er an quadratischen Mauerwerksausschnitten unterschiedliche einaxiale und biaxiale Hauptspannungen auf, indem er sie jedes Mal in unterschiedlichem Winkel zur Lagerfuge orientierte.

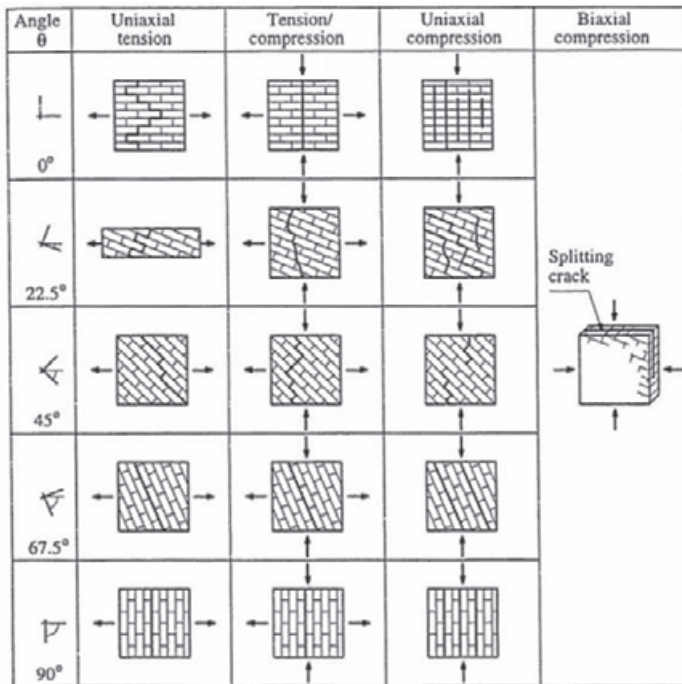


Abb. 2.20: Rissgeometrien in Abhängigkeit des Spannungszustands aus [49]

Als Spannungskombinationen wurden einaxialer Zug, biaxial Druck-Druck, Druck-Zug und Zug-Zug untersucht. Die möglichen Rissorientierungen, die in folgender Abbildung gezeigt werden, bilden sich nicht immer genau in Richtung oder Winkel der aufgetragenen Belastungsrichtung, sondern gehen wegen der Orthotropie des Materials auch wechselnd durch den Stein und/oder Mörtel. Der geringste Widerstand ist dabei stark von der Steinart, dem Lochbild und dem Mörtel abhängig. Page et al. analysierten in ihren Experimenten die verschiedenen Fugenorientierungen und Spannungskombinationen, um folgende Versagensflächen zu entwickeln.

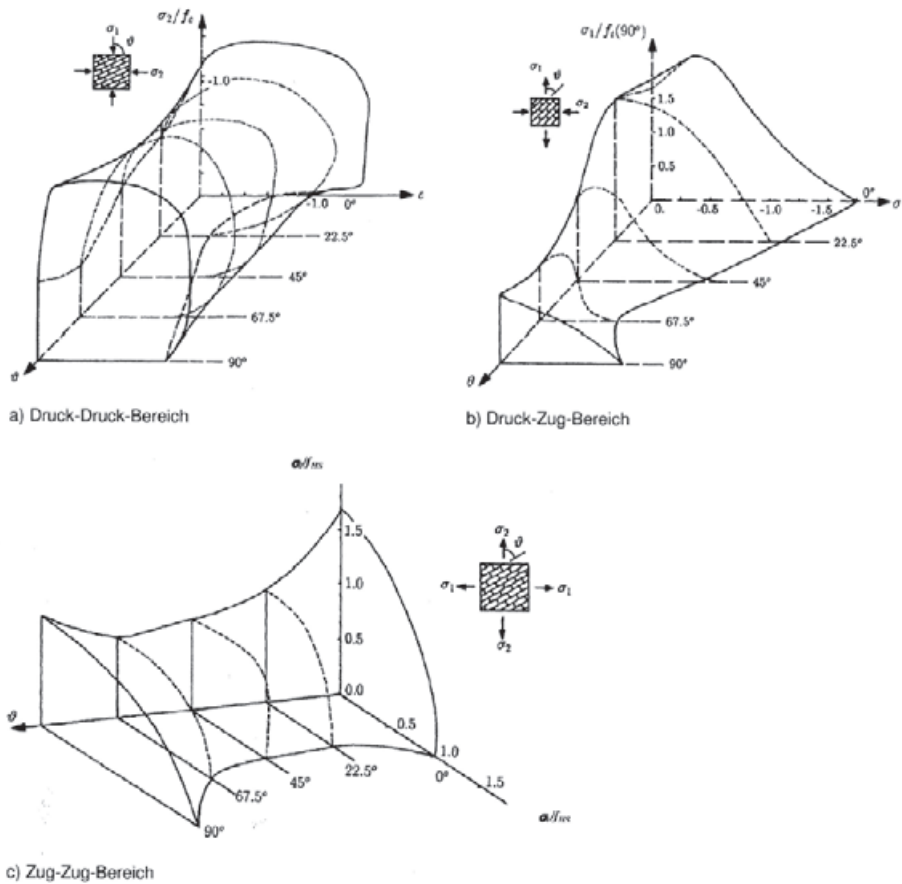


Abb. 2.21: Bruchflächen nach Page aus [161]

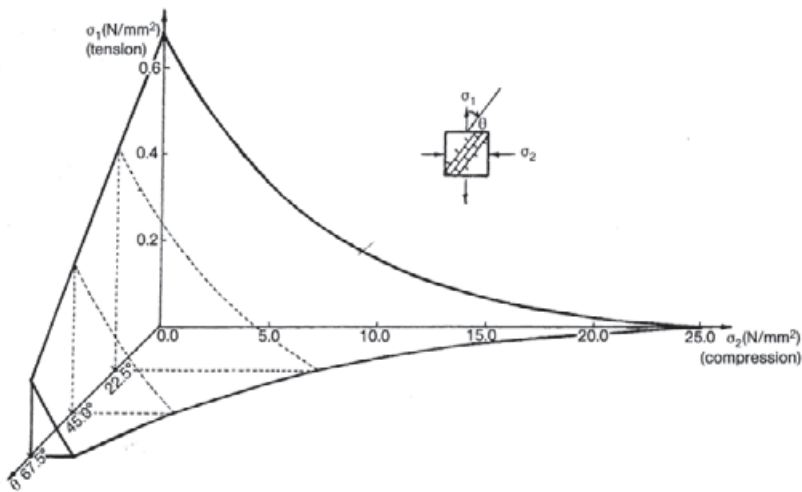


Abb. 2.22: Bruchflächen nach Page aus [161]

2.3.6 Bruchtheorien

Verschiedene Wissenschaftler haben sich in der Vergangenheit mit der mathematischen Beschreibung der Tragfähigkeit in der Wandebene beschäftigt. Als eine der ersten formulierten **Mann und Müller** [141] in den 70er Jahren die Beanspruchung von unbewehrtem Mauerwerk am Einzelstein und bauten ihre Theorie auf Grundlage von Experimenten darauf analytisch auf. Zur Entwicklung stellten sie das Momentengleichgewicht am Stein mit den stufenweisen Vertikalspannungen und Schubspannungen auf und schufen die Basis der vier zuvor genannten Versagenskriterien, die heute noch Grundlage des EC 6 sind.

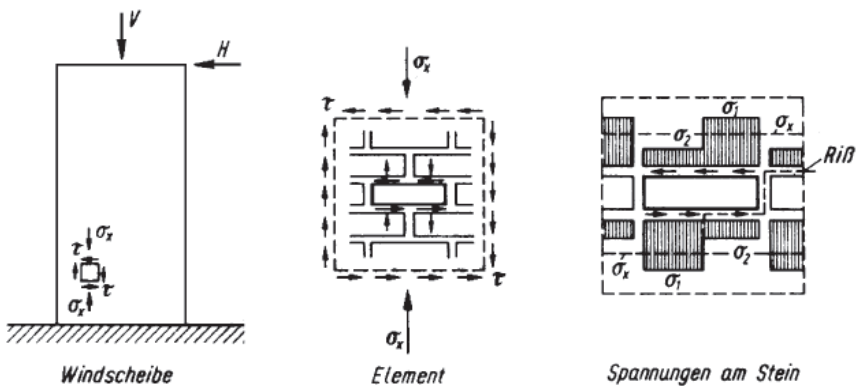


Abb. 2.23: Gleichgewichtsbildung am Einzelelement aus [141]

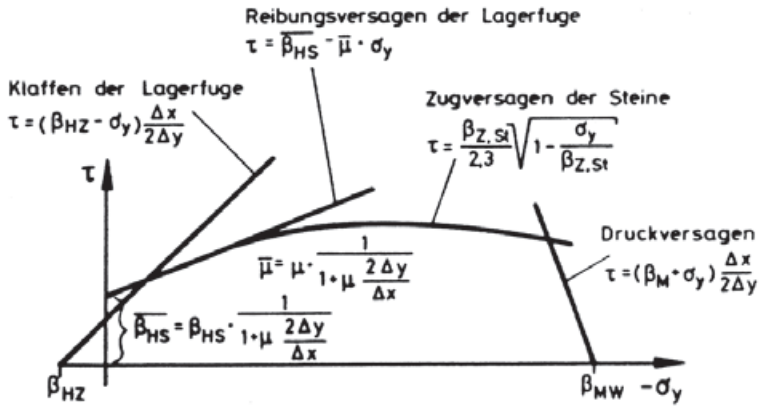


Abb. 2.24: Zusammenhang der resultierenden Schubspannung je nach Auflastniveau für die jeweiligen Bruchzustände aus [141]

Ganz und Thürlimann [217] erweiterten deren Theorie, indem sie analog mit vorausgegangenen Experimenten voringen. Sie definierten fünf Versagensformen für unbewehrtes biaxial beanspruchtes Mauerwerk ohne Zugfestigkeit und elf Kriterien bei existenter Zugfestigkeit.

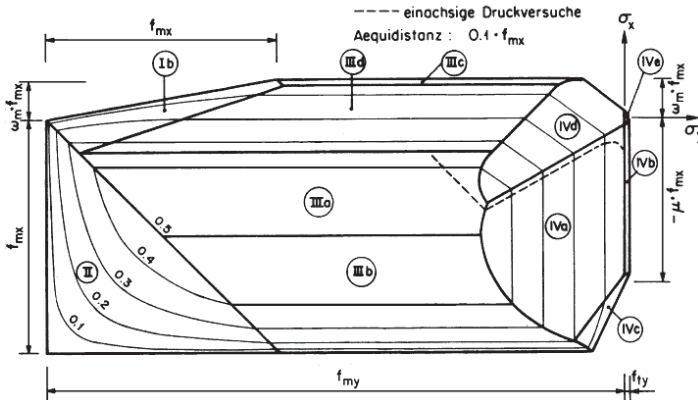
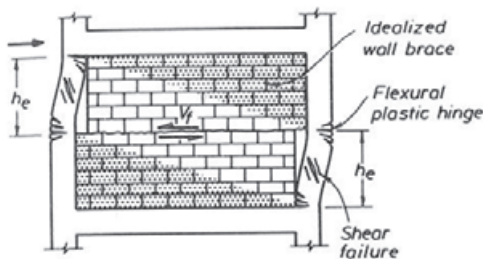


Abb. 2.25: Bruchflächen aus [217]

Dialer [51] bestätigte deren Theorie an eigenen biaxial beanspruchten Wandausschnitten mit geneigten Lagerfugen. Weitere im Prinzip auf Mann/Müller und Ganz/Thürlimann aufbauende Bruchkriterien und FE-Modelle wurden unter anderen von Seim [204], Van der Pluijm [239], Lourenco [138], Schermer [190], Schlegel [191], Wallner [247] und Münich [156] aufgebaut und verfeinert.

2.3.7 Ausfachendes Mauerwerk

Problematisch bei Mauerwerksausfachungen sind die Schubbeanspruchung der Fuge und die Steinbelastung der Ecken durch den Betonrahmen. Da in dieser Arbeit keine Schubbelastungstests an ausfachendem Mauerwerk durchgeführt wurden, soll dies nur der Vollständigkeit wegen mit folgenden vertiefenden Literaturhinweisen zu statischen Untersuchungen [192] und dynamischen Untersuchungen [30] erwähnt werden. Insbesondere sind auch die Untersuchungen der Universität Padua relevant, deren Auszüge in folgender Produktbroschüre zu finden sind [185] und direkten Bezug zu den später vorgestellten Verstärkungssystemen hat.



Knee-braced frame model for sliding shear failure of masonry infill.

Abb. 2.26: Versagensmechanismus von ausfachendem Mauerwerk aus [165]

2.4 Bruchmechanismen in Plattenrichtung

Um die Meinung von Paulay und Priestley aus ihrem in der Literatur viel zitierten Buch [165] vorwegzunehmen, heißt es dort [44]:

„The response of unreinforced masonry walls to out-of-plane seismic excitation is one of the most complex and ill-understood areas of seismic analysis“.

In dieser Arbeit soll dazu beigetragen werden, dieses Verhalten besser verstehen zu können, wenn auch dazugesagt werden muss, dass immer noch großer Forschungsbedarf besteht, vor allem wenn es um das Detail der Interaktion mit angrenzenden Bauteilen vor allem in Eckbereichen geht. Definitionsgemäß wird die Beanspruchung von Mauerwerkswandscheiben in Plattenrichtung, also der Belastung aus der Ebene heraus, im Weiteren als „Out-of-plane“-Richtung benannt. In diesem Belastungsfall trägt das Mauerwerk nur wenig zur Gebäudetragfähigkeit bei. Wesentlich ist hier nur die Funktion als vertikale Stütze der Deckenplatten und deren Lagesicherheit bei reinen Mauerwerksgebäuden. Versagt eine Wand durch ein Ausknicken besteht ein sehr hohes Risiko für einen Kollaps der darüber liegenden Decke und Stockwerke. Diese Belastungsrichtung wird bei den meisten Baumaterialien

selten berücksichtigt, da meist eine ausreichende Biegefestigkeit und Verbundfestigkeit zu anschließenden Bauteilen gewährleistet ist, wenn horizontale Kräfte wie Wind und Erdbeben auftreten. Bei Mauerwerk hat sich jedoch gezeigt, dass jene Faktoren bei mittleren bis starken Beben nicht ausreichend sind, um die Sicherheit eines Gebäudes zu gewährleisten. Als maßgebende Faktoren spielen vor allem die Lagerbedingungen [43], Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Auflasten und die Schlankheit [246] eine besondere Rolle. Das Versagen kann auf vier Grundarten zurückgeführt werden, die in ihrer Kombination und je nach Bauteilrandbedingungen vielfältige Formen annehmen können:

- Biegung senkrecht zur Lagerfuge
- Biegung parallel zur Lagerfuge
- Plattenschubversagen auf Querkraft
- Kippen der Wand

2.4.1 Biegung senkrecht zur Lagerfuge

Abhängig von der Auflast der Decke und dem Eigengewicht der Wand, kann die Haftzugfestigkeit zwischen Mörtel und Stein überschritten werden, wodurch ein Klaffen in der Fuge verursacht wird. In diesem Fall bildet sich ein Knickgelenk in Wandmitte aus, so dass über den Druckbereich ein Gleichgewicht gefunden werden muss.

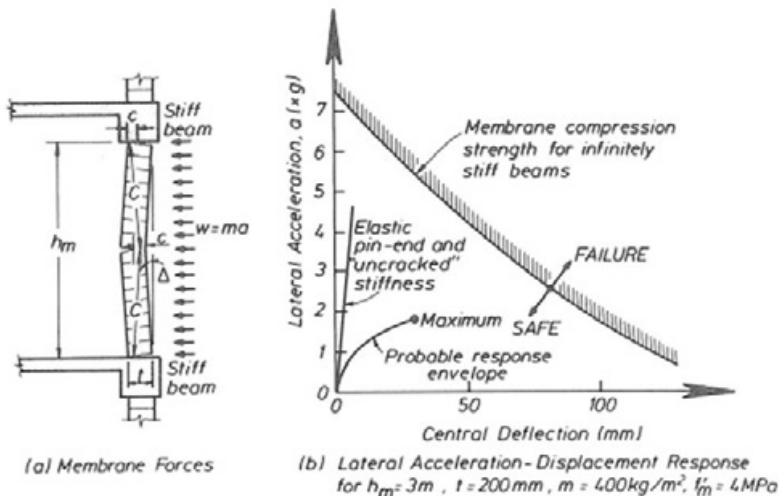


Abb. 2.27: Membranwirkung der Druckstrebe bei Plattenbiegung senkrecht zu Lagerfuge aus [165]

Je weiter die Wand verformt wird, desto größere zusätzliche Biegeanteile aus Theorie II. Ordnung kommen dazu, die zu einer erhöhten Belastung und letztendlich zum Biegeversagen führen. Die in dieser Arbeit verwendeten Fasermaterialien setzen nach dem Überschreiten der Haftzugfestigkeit (oder bei niederfesten Steinen nach Überschreiten der Steinzugfestigkeit) an und verleihen dem Mauerwerk auf der Zugseite, die zum inneren Gleichgewicht notwendige Zugkomponente. Mit der Annahme einer ausreichenden und duktilen Biegeverstärkung erweist sich das Detail an der Einspannung Wand/Decke bzw. Wand/Boden von weiterer Wichtigkeit. Denn hier kann das Mauerwerk bei der Verdrehung und der einhergehenden klaffenden Fuge die Decke theoretisch nach oben drücken, so dass das Gebäude wächst. Im Normalfall wird sich jedoch bei steigender Verformung eine immer größer werdende membranartig wirkende Druckkraft aufbauen, die von den an der Auflagerung anstehenden Ecken zur Druckseite hin verläuft. Dadurch baut sich eine Rückstellkraft auf, die abhängig von der Durchbiegung, der Breite der Druckscheibe, der Druckfestigkeit des Mauerwerks bei Vollsteinen oder der Ausbildung der Querstege bei Hochlochziegeln ist. Detaillierter wird darauf nochmals in Kapitel 5.6 eingegangen. Letztendlich bricht der Stein an der Kante nach Überschreiten der Druckfestigkeit des Steins aus, so dass sich eine freie Verdrehbarkeit der Wand einstellt. Schon durch die erste Bildung von Rissen verändert sich die Steifigkeit und somit die Eigenperiode der Wand, wodurch sich die spektralen Lasten verändern. Bei größeren Veränderungen des Systems und durch Verlust der Einspanneffekte wird die Eigenperiode weiter erhöht. Je nach Geometrie, Einspann- und Schädigungsgrad kann sich somit die horizontal einwirkende Erdbebenlast während eines Erdbebens kontinuierlich erhöhen oder erniedrigen. Im Falle der Biegung senkrecht zur Lagerfuge wird idealisiert die Decken- und Bodenscheibe als Auflager für den Biegebalken gesehen. Die horizontale Flächenlast, die abhängig vom Ort an der Wandfläche und der Zeit ist:

$$q(x, y, t) = m \cdot a(x, y, t) \quad (\text{Gl. 2.23})$$

bewirkt dann entsprechend der Einspannwirkung am Auflager einen Momentenverlauf, der in Feldmitte zu einem Biegespannungszustand mit Druck- und Zugzone führt, die in Abhängigkeit der Materialeigenschaften überprüft werden müssen.

2.4.2 Biegung parallel zur Lagerfuge

In der weiteren Anschauung der reinen Biegung parallel zur Lagerfuge wird eine Wand zuerst nur seitlich gehalten, obwohl in der Realität die Wand immer auf ei-

nem Untergrund aufstehen würde und auch dort gehalten wird. Analog zum vorangehenden Versagensfall wird prinzipiell zwischen Bruch durch den Stein und Bruch in der Lagerfuge unterschieden. Dabei spielt auch die Normalkraft in der Wand eine wesentliche Rolle, da sie für den Spannungszustand im Stein, aber auch für die Reibungskraft in der Fuge der Hauptparameter ist. Da durch Schwinden des Mörtels die Kopffugen keine Zugkraft übertragen können, müssen die Steine im Verband die Biegezugkräfte abtragen. Dabei müssen bei detaillierter Ansicht die Zugkräfte in „Schlangenlinie“ durch den Verband geführt werden.

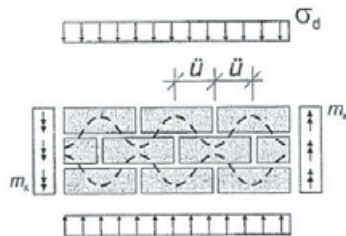


Abb. 2.28: Versagensbilder bei Biegung parallel zur Lagerfuge aus [114]

Neben der Druckfestigkeit parallel zur Lagerfuge und der Steinzugfestigkeit spielt auch die Lagerfuge eine große Rolle. Sie erfährt im Allgemeinen im Verband eine Torsionsspannung auf der Fläche des halben Steins, wodurch die Zugkräfte in die benachbarte Lagerfuge weitergeleitet werden können.

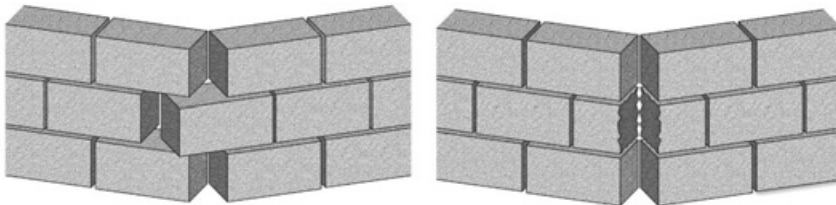


Abb. 2.29: Versagensbilder bei Biegung parallel zu Lagerfuge

Wird das Mauerwerk seitlich durch Querwände oder Stahlbetonbauteile begrenzt, kann sich auch hier wieder eine schräge Druckstrebe ausbilden. Bei Hochlochziegeln mit vertikaler Ausrichtung der Hohlrohre wird die geradlinige Ausbildung behindert und stark geschwächt. In den niederfesteren Mörtelfugen ist die Ausbil-

dung durchgängig möglich. In diesem Fall der Belastung wird die Rückstellkraft der Wand wesentlich geringer ausfallen als bei Verwendung von Vollsteinen.

2.4.3 Plattenschubversagen auf Querkraft

Genauso wie eine Wand in der Ebene auf Schub abgleiten kann, ist dies auch aus der Ebene möglich. Der einzige Unterschied liegt in der schnelleren Abnahme der Aufstandsfläche bei einer bestimmten Verschiebung. Dementsprechend ist das Nachbruchverhalten wesentlich ungünstiger zu sehen. Eine besondere Form des Plattenschubversagens wurde während Biegeversuchen mit Wänden auf dem Rütteltisch beobachtet, die mit horizontal gelochten Ziegelsteinen erstellt wurden. Dabei brach nicht die Mörtelfuge, sondern der Stein brach durch den im Holzbau bekannten Rollschubmechanismus.

2.4.4 Kippen der Wand und Wandseparation

Ein sehr häufig beobachteter Versagensfall ist das Kippen der Wand. Im Prinzip ist dieser Versagensfall eine Komposition verschiedener Mechanismen und daher von vielen verschiedenen Randbedingungen abhängig. Allgemein wird sich die Wand über einen Fixpunkt am Boden verdrehen und letztendlich umfallen. Dies wird vor allem durch einen schlechten Anschluss der Wandscheibe an die Seitenränder begünstigt. In [183] wird ein Ausschnitt der Schadensmöglichkeiten angegeben, die man je nach Geometrie beliebig erweitern könnte. In folgender Abbildung sind 11 mögliche Fälle aufgezeigt.

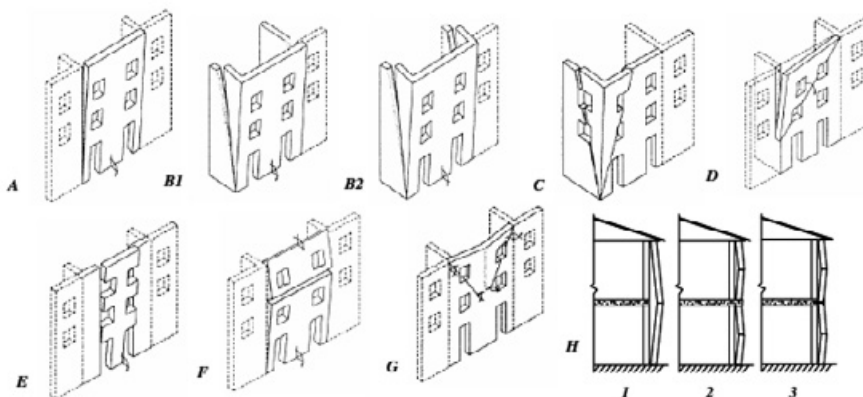


Abb. 2.30: Versagensbilder bei Kippversagen an Gebäudefassaden aus [183]

Problematisch sind vor allem die Bereiche wo orthogonal anschließende Wände, wie zum Beispiel an der Ecke oder der stumpfgestoßenen Querwand, keine richtige Rückverankerung wirkt. Bei der heute gängigen Bauweise mit Stumpfstößen, die mit Einlegeblechen überbrückt werden, sind bei Verbundproblemen schwerwiegende Probleme im Erdbebenfall absehbar. Hier wäre eine Verzahnung wesentlich ratsamer, da solche Bleche beim Einbau auch schnell vergessen werden können. Die Initiierung des Versagens startet oft am oberen Ende des Mauerwerks, wo die Auflasten durch nichtvorhandene Decken oder Ringbalken sehr gering sind, aber die Erdbebenkräfte durch große Beschleunigungen sehr hoch sind. Dort beginnen dann die Steine sich bei geringem Schubwiderstand der Fuge reiverschlussartig aus dem Verband zu lösen. Analog kann sich dies auch in anderen Bereichen mit geringer Normalkraft ereignen.

2.4.5 Sonderfälle

In Siedlungen, die an den Berg gebaut sind, können sich die Deckenplatten auf unterschiedlichem Niveau befinden. Im schlimmsten Fall liegt eine Nachbardecke genau auf mittiger Höhe einer Wand und belastet bei unterschiedlichem Verformungsverhalten beider Gebäude die Wand auf Biegung. Da hier die Masse um ein vielfaches größer als das Eigengewicht der Wand ist, sind proportional auch die Lasten höher.

Ein weiterer Sonderfall liegt bei Betonskelettbauten vor, die mit Mauerwerk ausgefacht sind. Hier übernimmt die Betonrahmenkonstruktion die Aufgabe, alle Lasten abzutragen und die Mauerwerksausfachung ist oft nur ein „Nichttragendes Element“, das erst bei größeren Verformungen als tragendes Bauteil aktiviert wird. Durch das Schwinden der Fugen ist ein solches unbelastetes Bauteil daher nicht richtig mit dem Gebäude verkeilt, was die Gefahr eines Herausfallens der Wand begünstigt. Solche herabstürzende Trümmer sind oft der Grund, dass es bei Beben eine große Anzahl an Verletzten und Toten gibt, auch wenn ein Kollaps des Gebäudes nicht stattfand.

2.5 Bemessung nach Norm

Die Eurocodes entstanden aus einem Aktionsprogramm der Kommission der Europäischen Gemeinschaft im Jahr 1975, um innereuropäischen Handelshemmnissen durch unterschiedliche technische Regelungen im Baubereich entgegenzuwirken. Der EC 6 [100] bildet in Europa die Grundlage zur Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten.

Für die Auslegung von verstärkten Mauerwerksbauten gegen Erdbeben sind in dieser Arbeit vor allem die charakteristische Druckfestigkeit f_k , Schubfestigkeit f_{vk} und die Biegefestigkeiten bei Plattenbiegung f_{xk1} und f_{xk2} relevant.

Bei vollständig vermörtelten Fugen darf die charakteristische Schubfestigkeit in-plane nach Gleichung (3.5) des Eurocodes ermittelt werden:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_v \quad (\text{Gl. 2.24})$$

Dabei ist f_{vk0} die Schubfestigkeit bei einer Vertikalspannung von null. Der Wert kann anhand von Schubversuchen nach DIN EN 1052-3 [59] ermittelt werden. Zusätzlich kann f_{vk} auch aus dem Grenzwert f_{vt} ermittelt werden, der für Reibungsversagen mit:

$$f_{vt1} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_v \quad (\text{Gl. 2.25})$$

und für Steinzugversagen aus:

$$f_{vt1} = 0,4 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_v}{f_{bt,cal}}} \quad (\text{Gl. 2.26})$$

berechnet werden kann. Dabei ist $f_{bt,cal}$ die rechnerische Steinzugfestigkeit, die in Abhängigkeit der Steinart und Festigkeit ermittelt werden muss. Nach Tomazevic [221] ist vor allem letztgenannter Schubansatz von maßgebender Bedeutung, um Mauerwerk realistisch zu berechnen. Anhand seiner Vergleichsversuche zum EC 6 kommt er zu dem Resultat, dass die Druckfestigkeit und der E-Modul anhand der Festigkeitswerte der Einzelkomponenten sehr gut ermittelt werden können, jedoch die horizontale Belastbarkeit nicht genügend gut eingeschätzt werden kann.

Für den Plattenschub gelten „wahlweise“ die beiden unten genannten Gleichungen. Dabei muss der Ingenieur beurteilen, ob der zusätzliche Ansatz der Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} gerechtfertigt ist:

$$f_{vlt} = 0,6 \cdot \sigma_v \quad (\text{Gl. 2.27})$$

$$f_{vlt} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_v \quad (\text{Gl. 2.28})$$

Die Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} darf nach Tabelle NA.11 für gegebene Mörtelarten folgendermaßen ermittelt werden:

Tabelle 2.3: Die Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} aus EC 6 [100]

					f_{vk0} N/mm ²	
Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m N/mm ²				Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1 mm bis 3 mm)	Leichtmauermörtel	
2,5	5	10	20			
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18	

Der Nachweis $V_{Ed} \leq V_{Rdlt}$ sowohl für Scheibenschub als auch für Plattenschub gilt für die minimalen Bemessungswerte V_{Rdlt} .

Für Rechteckquerschnitte (nicht aus Elementmauerwerk mit Dünnbettmörtel) in **Scheibenrichtung** gilt:

$$V_{Rdlt} = l_{cal} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot \frac{t}{c} \quad (\text{Gl. 2.29})$$

Dabei ist l_{cal} für Nicht-Windlasten:

$$l_{cal} = \min \left\{ \begin{array}{l} l_{c,lin} = 1,5 \cdot (1 - 2 \cdot e_{w/l}) \cdot l \\ 1 \end{array} \right\} \quad (\text{Gl. 2.30})$$

Für den Schubspannungsverteilungsfaktor c gilt :

$$c = \begin{cases} 1,0 & \text{für } h/l \leq 1 \\ 1,5 & \text{für } h/l \geq 2 \end{cases}$$

Für den Querkraftnachweis von Rechteckquerschnitten infolge Reibungsversagen in **Plattenrichtung** gilt:

$$V_{Rdlt} = t_{cal} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{1,5} \quad (\text{Gl. 2.31})$$

Wobei für die rechnerische Wanddicke t_{cal} bei einer Fuge am Wandfuß:

$$t_{\text{cal}} = \min \{ 1,25 \cdot t_{\text{c,lin}}; t \} \quad (\text{Gl. 2.32})$$

gilt. In allen anderen Fällen gilt:

$$t_{\text{cal}} = \min \{ t_{\text{c,lin}}; t \} \quad \text{mit} \quad t_{\text{c,lin}} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t} \right) \cdot t \leq t \quad (\text{Gl. 2.33})$$

Die Biegefestigkeit für Mauerwerk wird nach EC6 getrennt in Biegefestigkeit mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge f_{kk1} und senkrecht zur Lagerfuge f_{kk2} definiert. Für tragendes Mauerwerk darf f_{kk1} nicht angesetzt werden, außer es handelt sich nur um zeitweise wirkende Lasten wie Wind und Wände aus Planelementen. Da Erdbeben auch eine zeitweise wirkende Last sind, fällt nach Meinung des Autors auch diese Kategorie Lastfall darunter. Wenn durch Versagen des Bauteils kein Stabilitätsverlust des Tragwerks riskiert wird, darf f_{kk1} mit $0,2 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden.

Für die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Bruchebene darf f_{kk2} aus dem Minimum von:

$$f_{\text{kk2}} = \min \left\{ \begin{array}{l} (f_{\text{vk0}} + 0,6 \cdot \sigma_v) \cdot I_{01} / h_u \\ 0,5 \cdot f_{\text{bt,cal}} \leq 0,7 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \quad (\text{Gl. 2.34})$$

berechnet werden. I_{01}/h_u ist dabei das Verhältnis von Überbindemaß zu Steinhöhe. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit $M_{\text{Ed}} \leq M_{\text{Rd}}$ gilt für den Bezug auf eine Längen- oder Höheneinheit je nach Bruchebene:

$$M_{\text{Rd}} = f_{\text{xd}} \cdot Z \quad (\text{Gl. 2.35})$$

Mit Z als elastisches Widerstandsmoment je nach Höhen- oder Längeneinheit der Wand. Bei günstigem Einfluss der vertikalen Auflast, darf eine erhöhte Biegezugfestigkeit $f_{\text{xd1,app}} = f_{\text{xd1}} + \sigma_d$ unter Verwendung des Orthotropiekoeffizienten μ angesetzt werden. σ_v ist dabei maximal $0,2 \cdot f_d$.

Auf den günstigen Einfluss einer Bogentragwirkung auf den Biegezugwiderstand von Mauerwerk wird später in Kapitel 5.6 eingegangen.

3 Verstärkungen

3.1 Allgemeine Methoden

Die Vielfalt der im vorigen Kapitel besprochenen Versagensmechanismen macht deutlich, dass es viele Lösungswege geben kann, um einen Verstärkungseffekt zu erzielen. In der Vergangenheit wurden verschiedene Ansätze verfolgt, die jedoch allesamt wesentliche Nachteile mit sich bringen, wenn es sich um Erdbebenkräfte handelt.

In dieser Arbeit wird speziell auf die Methoden der nachträglichen Verstärkung eingegangen. Die Lösungen für Neubauten, wie bewehrtes Mauerwerk in horizontaler oder vertikaler Orientierung und spezielle Schalungssteine sollen an dieser Stelle nur kurz erwähnt werden, da hier ständig neue verbesserte Produkte auf den Markt kommen und individuell betrachtet werden müssen. Beim Neubau gibt es jedoch speziell in ärmeren Ländern oft clevere einfache Bauweisen oder Verstärkungsmethoden zu beobachten. Prinzipiell gibt es zwei verschiedene Ansätze. Einer zielt auf die Reduzierung der Massen und somit letztendlich den Lasten ab und der andere auf die Einfassung des Mauerwerks mit technischen oder natürlichen Materialien wie Holz oder Bambus [250]. Am häufigsten sind jedoch mit den Steinen verzahnte Betonringanker in vertikaler und horizontaler Richtung zu finden. Die Massenreduzierung kann zum Beispiel durch ein Mauerwerkserdgeschoss und ein weiteres wesentlich leichteres Holzgeschoss darüber erfolgen (Beobachtung des Autors in Südamerika).

Nachträgliche Instandsetzungen können in die Kategorie der Materialapplikation und in die **Basisisolierung** eingeteilt werden. Bei Letzterer wird ein ganzes Tragwerk vom Baugrund mit Dämpfern aus zum Beispiel Elastomeren entkoppelt, damit die Bodenbeschleunigungen einen geringen Einfluss auf das Gebäude nehmen können. Da die Methode sehr aufwändig und teuer ist, wird sie hauptsächlich an historischen Gebäuden vorgenommen, wo aus Denkmalschutzgründen nicht eingegriffen werden kann. Vertiefende Literatur dazu kann bei [168] gefunden werden

Die Möglichkeiten beim Einbau von zusätzlichen Materialien sind vielfältig. Verwendet wurden in der Literatur schon armierter Spritzbeton, Ferrozementschichten, eingebaute zusätzliche Schubwände, externe Vorspannkabel, Verspannungen, Vernadelungen, Mauerwerksinjektionen, Stahllamellen, Karbonlamellen, Naturfaserprodukte und technische Textilien:

Spritzbetonschalen und **Ferrozementschichten** werden gerne bei dünnen Mauerwerkswänden eingesetzt. Durch die Bewehrungslage in der Mitte wird ca. eine Schichtdicke von 6-8 cm erreicht. Problematisch ist hier der Anschluss an die De-

cke oder Wand [112]. Bei Abrams [1] ist eine Gegenüberstellung der Leistungsfähigkeit einer Spitzbeton-, Ferrozement- und Faserverstärkung von Schubwänden zu finden. Dabei verbesserte die Ferrozementschicht nur die Duktilität während die anderen beiden auch die Tragfähigkeit um den Faktor 2 bis 3 erhöhten. Weitere Versuche von [157] haben gezeigt, dass man mit bewehrten Betonschalen bei Belastung in der Ebene einen Verstärkungsfaktor von 2 und eine Duktilitätserhöhung von Faktor 5 erreichen kann. ELGawady [80] erzielte sogar einen Verstärkungsfaktor von 3 bei seinen Untersuchungen an Schubwänden aus Hochlochziegeln.

Vorsatzschalen /Wände werden nur im äußersten Notfall in Betracht gezogen, da sie viel Raum und Geld kosten.

Vorspannungen mit externen oder eingebohrten Spanngliedern dienen vor allem der Erhöhung der Normalspannungen, wodurch größere Reibungskräfte übertragen werden können. Dafür muss jedoch eine ausreichende Druckfestigkeit vorliegen, wie es zum Beispiel bei Naturstein der Fall ist. Speziell dem Kippen von Wänden kann mit dieser Methode vorgebeugt werden. Tomazevic et al. [228] testete horizontale Vorspannungen an zweistöckigen Ziegelgebäuden auf einem Rütteltisch und kam zu dem Schluss, dass sich dieses System bei Gebäuden mit Holzdecken vor allem günstig auf das Out-of-plane-Verhalten auswirkt. An einem ähnlichen aber vorgeschädigten Gebäude wurden von Carydis et al. [28] Untersuchungen mit Vorspannungen durchgeführt. Vertikale Vorspannungen wurden erfolgreich von Holden et al. in [106] und Laursen/Ingham in [132] experimentell an Schubwänden untersucht. Mit diagonalen Kabeln wurden von Chuang [35] eine Tragfähigkeitssteigerung um ca. den Faktor 2 erreicht, wobei dies hauptsächlich auf die Winkelbefestigung an den Betonbauteilen zurückzuführen war.

Vernadelungen werden öfters zur Rissanierung oder Wandverankerung verwendet. Besonders in historischen Bauten kann diese Methode angewendet werden [10]. Dabei setzt man eine Stahlverankerung in eine ausgefräste Nut ein und füllt sie mit einem geeigneten Klebstoff oder Mörtel. Dies ist jedoch nur eine lokale Maßnahme und nur bedingt für eine Verstärkung geeignet [112]. Zu erwähnen sind jedoch Tumialan und Nanni in [234], [133], die faserverstärkte Stäbe in Nuten setzten, um vor allem das Out-of-plane-Verhalten von Wänden zu verbessern. Ihre beiden Verstärkungsversuche zeigten eine Steigerung der Last um den Faktor 4 und 14. Ähnliche Untersuchungen machten Dmytro et al. [71], die Faserstreifen in Mauerwerk einschlitzen und Wände zyklisch out-of-plane belasteten. Weiterführende Erforschungen des Verbundverhaltens solcher Nutenverstärkungen können bei Willis et al. [249] gefunden werden.

Mauerwerksinjektionen dienen hauptsächlich der lokalen Verbesserung der Druck, Scher- und Biegefestigkeit von Mauerwerk durch Tränkung des porösen

Mörtels oder Steins. Bei Experimenten von verschiedenen Verstärkungslösungen konnte Ramirez de Alba in [181] keine Steigerung der Tragfähigkeit mit Injektionen feststellen. Weitere umfangreiche Untersuchungen von Mazzon [146] stellten bei dynamischen Versuchen an großen Natursteinkonstruktionen eine Steigerung von gemittelten 14 % fest.

Stahlrahmen dienen bei nachträglichem Einbau der Erhöhung der Tragfähigkeit in horizontaler sowie vertikaler Richtung. Da jedoch die Steifigkeit von Mauerwerkscheiben im Vergleich zu Rahmen sehr viel höher liegt, werden auch Stahlfachwerke mit diagonalen Streben verwendet.

Lamellen aus unterschiedlichen Materialien werden im Allgemeinen mit Epoxidharzklebstoffen in Streifen direkt auf das Mauerwerk aufgeklebt. Dabei soll durch die fachwerkartige Anbringung die Zugfestigkeit einer Scheibe erhöht werden. Eine solche Lösung mit unterschiedlich orientierten Stahllamellen, die am Boden- und Deckenanschluss verschraubt sind, wird in [214], [215] untersucht.

Alle diese Materialien oder Techniken haben ihre Vor- und Nachteile, wobei die Nachteile oft überwiegen, wenn ein Tragwerk gleichzeitig auch benutzt werden soll.

Bei den konventionellen Methoden mit Beton werden oft bestimmte Teile eines Gebäudes entfernt und mit Beton ersetzt. Dabei ist weniger an eine gleichzeitige Nutzung des Gebäudes zu denken, da große Mengen Staub und Bauschutt entstehen. Neben Schmutz werden auch große zusätzliche Massen ins Gebäude eingebracht, die erheblich die Erdbebenlasten erhöhen und dadurch einen großen Teil der Effizienz kosten. Oft kann dies auch schon ein Ausschlusskriterium sein, wenn die Fundamente nicht für größere Vertikallasten ausgelegt sind. Besonders bei alten historischen Bauwerken können noch Tannenholzfundamente oder Steinstreifenfundamente vorkommen. Wenn leichte Verstärkungen gefordert sind, die wenig Raum kosten, sind speziell die textilen Applikationen vorteilhaft, da sie mit ca. 300 – 900 g/m² Flächengewicht wenig zusätzliche Masse mitbringen und bei dünner Aufbringung die Wohnfläche nicht reduzieren. Weitere Pluspunkte werden in der sauberen und schnellen Installation gesammelt, die maßgeblich zur Wirtschaftlichkeit beiträgt.

Wegen all dieser Vorteile wird im Folgenden nur noch auf die leichten Faserverstärkungen eingegangen.

3.2 Allgemeines zu Faserverbundwerkstoffen

Fasermaterialien haben ihren Ursprung im Bauwesen, wo sie schon seit Jahrtausenden eingesetzt werden. Die ursprüngliche Form waren Naturfaserprodukte wie zum Beispiel ein mit Stroh bewehrter Lehmwerkstoff [151], der auch heute noch sehr energieeffizient eingesetzt werden kann. Andere natürliche Fasern konnten unter anderem Tierhaare zur Verbundverbesserung von Kalkputzen sein oder dünne Weideruten in Lehmausfachungen im Fachwerkbau, der vorherrschenden Bauart von der Antike bis ins 19. Jahrhundert. Heute werden den natürlichen Fasern mehr die technischen vorgezogen, da sie konstante Festigkeiten und Eigenschaften aufweisen, was die Berechnung mit diesen Werkstoffen wesentlich vereinfacht.

Prinzipiell sollen im Verbundwerkstoff die „guten“ Eigenschaften sinnvoll kombiniert werden, um optimal die Synergieeffekte ausnutzen zu können, so dass nach Aristoteles *„das Ganze mehr als die Summe seiner Teile ist“*. In dieser Arbeit sollen die Fasern im Verbundwerkstoff zu einer höheren Zugfestigkeit führen und die einbettende Matrix, die aus Klebstoff oder Mörtel bestehen kann, den Verbund der Fasern zum umgebenden Material herstellen. Eine weitere wichtige Funktion der Matrix ist der Schutz der Fasern vor chemischem und mechanischem Angriff sowie der Schutz vor Umwelteinflüssen wie Temperatur und UV-Strahlung.

Die Anwendungen von Fasermaterialien sind heute sehr vielfältig. Sie werden vor allem in der Kleidungsindustrie, der Auto- und Luftfahrtindustrie, dem Schiffbau, aber auch wieder vermehrt im Bauwesen eingesetzt. Nach [45] hat die Bauwirtschaft einen 21%-igen Anteil der Anwendungsgebiete von Faserverbundwerkstoffen. Hier sind die typischen Anwendungen in der Verstärkung von lokalen Schwachstellen zu finden. Glasfasergitter dienen zum Beispiel als Putzarmierung an problematischen Übergangsbereichen, wo Risse entstehen können und werden besonders in Wärmedämmverbundsystemen verwendet. Im Besonderen sind hier jedoch Betonbauteile zu nennen, die mit Faserverbundlamellen (meist aus Kohlenstofffasern) nachträglich durch oberflächige Aufklebung verstärkt werden können. Typische Beispiele sind auf Biegung beanspruchte Bauteile wie Riegel, Decken, Brückenträger und Rahmenecken. Aber auch auf Normalkraft belastete Stützen können durch Faserumschnürungen so verstärkt werden, dass der Beton in einen dreidimensionalen Spannungszustand versetzt wird und eine höhere Tragfähigkeit aufweist. In dieser Arbeit wird auf die Verstärkungsmöglichkeiten von Mauerwerkswänden und -Gebäuden mit technischen Faserprodukten eingegangen, die die Tragfähigkeit und das Verformungsvermögen der genannten Strukturen erhöhen sollen.

Mauerwerk, das mit einem Faserverbundmaterial verstärkt wird, kann in einer Spanne von 10% - 300% verstärkt werden [79] wobei die maximale Last nur erreicht werden kann, wenn das Verankerungsproblem gelöst ist.

Während in verschiedenen Ländern vermehrt statisch-zyklische bzw. pseudodynamische Versuche an Schubwänden in den letzten 10 Jahren durchgeführt wurden, sind die dynamischen Versuche auf Rütteltischen aufgrund der hohen Kosten eher eine Seltenheit gewesen.

An dieser Stelle sollen die Erkenntnisse der Verstärkungen mit Fasermaterialien an Mauerwerk zusammengefasst werden, die von diversen Autoren beschrieben werden. Da international sehr viele Ergebnisse bei sehr unterschiedlichen Testparametern vorliegen, wird der Übersichtlichkeit wegen wieder sinngemäß nach den Belastungsrichtungen in-plane und out-of-plane unterschieden. Eine Zusammenfassung der unterschiedlichen Testparameter wie Steinarten, Verstärkungsmaterialien und Klebstoffe, die in der Literatur beschrieben werden, soll einen Überblick der in der Vergangenheit geleisteten Arbeiten liefern.

3.3 Stand der Forschung von mit Faserverbundwerkstoffen verstärktem Mauerwerk

3.3.1 Untersuchungen an Kleinstkörpern

Schwegler [200] (1994) führte erste richtungsweisende Untersuchungen zum Verbundverhalten von Faserverbundwerkstoffen auf einer Mauerwerksoberfläche durch. Er beklebte Backsteinprüfkörper bestehend aus fünf übereinander gemauerten Steinen der Größe 300x150x190 mm beidseitig mit 990 mm langen Gewebestreifen auf einer Breite von 200 mm und belastete die Prüfkörper auf Zug. Als Verstärkungsmaterialien testete er Aramid-, Kohlenstoff-, E-Glas und verschiedene Kunststofffasern, die er mit Epoxidharz aufklebte. Beim Versuch mit doppelter CFK Lage, fällt das sehr spröde Verhalten auf, das sich in nur einem Einzelriss an einer Mörtelfuge zeigte. Die anderen Versuche zeigten alle eine Rissbildung über 4 Fugen, was in einer wesentlich besseren Verformbarkeit resultierte. Einzig der Versuch 5.2 mit Aramidfasern weist sogar ein Rissbild im Stein auf. Die Vergleichbarkeit der maximalen Zugkräfte in diesem Versuch ist jedoch eingeschränkt, da unterschiedliche Flächengewichte der Gewebe eingesetzt wurden. Das Versagen bei Glas, Polyester, Polypropylen und Polyamid trat durch Adhäsionsversagen zwischen Klebstoff und Faser auf und führte zu tendenziell höheren Verformun-

gen. Demgegenüber wurde das Versagen der steiferen Fasermaterialien Aramid, Kohlenstofffaser und hochfestem Polyethylen durch ein sprödes Kohäsionsversagen im Mauerstein verursacht, was nach Schwegler eher zu vermeiden ist. Er empfiehlt für weitere Entwicklungen ein Adhäsionsversagen anzustreben, das wesentlich verformungsfreudiger und dadurch energiedissipativer ist.

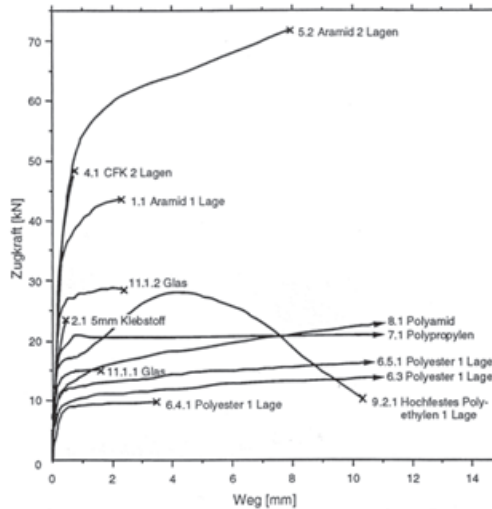


Abb. 3.1: Lastverformungskurven der Zugversuche von Schwegler in [200]

Ehsani et al [74], [76] (1997) führte 37 Schubtests in einer 3-Stein-Konfiguration durch, die in Abbildung 3.2 gezeigt wird. Als Material wurden Ziegelsteine mit einer mittleren Festigkeit von $42,5 \text{ N/mm}^2$ und mit Epoxidharz aufgeklebte biaxiale Glasfasergewebe mit unterschiedlichem Flächengewicht verwendet. Als Parameter wurde die horizontale Gewebelänge variiert, um einen Effekt der Verankerungslänge zu beobachten und die Neigung der Faserorientierung wurde auf 45° und 90° festgelegt. Die Reibung der Fugen wurde ausgeschaltet, indem eine Gleitschicht an den Mörtelfugen angeordnet wurde. Als Versagensfälle wurden Schubversagen der schwächeren Gewebe und wesentlich häufiger Delamination zwischen Stein und Klebstoff beobachtet. Das Verhalten der Fasern im Winkel von 45° war wesentlich steifer, als bei orthogonaler Anordnung. Es konnten im Allgemeinen aber höhere maximale Lasten erreicht werden. Die maximal gemessene Relativverschiebung der Fugen betrug 14 mm, wobei in den meisten Fällen ein Versagen schon zwischen 7 und 9 mm bei orthogonaler Faseranordnung eintrat. Die kürzere Verbundlänge an den äußeren Steinen von jeweils 29 mm schien für diese Applikation ausreichend zu sein, da die Tragfähigkeiten nur unwesentlich geringer waren. Wichtig zu erwähnen ist hier die nicht vorhandene Auflast der Fugen.

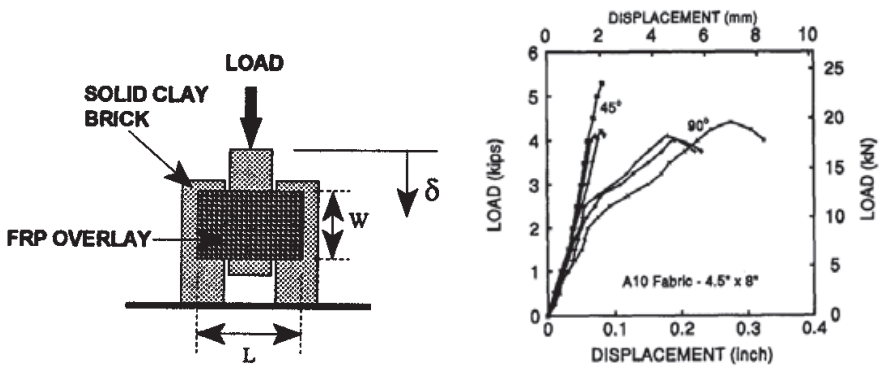


Abb. 3.2: Aufbau des Versuchs nach Ehsani et al. (links), Versuchsergebnisse in Abhängigkeit vom Faserwinkel (rechts) aus [76]

Casareto et al. [29] (2003) untersuchten das Verbundverhalten von Aramidstreifen, die mit Epoxidharz auf Ziegelstein- und Betonsteinmauerwerk aufgeklebt wurden. Die Festigkeit des Materials betrug 1880 N/mm^2 bei einer maximalen Dehnung von 1,63 %. Auch hier trat vorwiegend ein Kohäsionsversagen in der äußeren Steinhaut auf. Variiert wurde die Verbundlänge und –Breite, um eine maximale Verbundlänge zu ermitteln. Dies wurde mit 12,7 mm langen aufgeklebten Dehnmessstreifen überprüft. Im Resümee kamen die Autoren zu keinem signifikanten Einfluss der Verbundlänge auf die maximale Last. Die maximale Verbundlänge wird auf über 100 mm vermutet, was aufgrund der begrenzten Daten jedoch nicht ganz schlüssig ist.

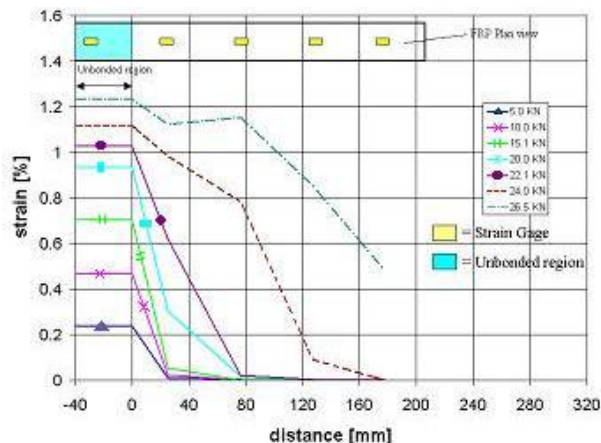


Abb. 3.3: Dehnungsmesswerte in Abhängigkeit vom Ort und der Belastungshöhe aus [29]

Aiello und Sciolti [5] (2006) ermittelten experimentell das Dehnungsverhalten von mit Epoxidharz aufgeklebten Kohlefaserstreifen, die sie auf zwei Arten von Naturstein applizierten. Die Variation der Verbundlänge zwischen 70 mm und 150 mm hatte keinen Einfluss auf die maximale Zuglast, die immer nach oberflächlichem Kohäsionsversagen in der Steinhaut erreicht war. Die Zuglasten wurden mit Dehnmessstreifen in unterschiedlichen Abständen beklebt, so dass die Dehnung über die Verbundlänge gemessen werden konnte. Bemerkenswert sind die fast exponentiellen Dehnungsverläufe bei niedrigen Lasten, die bei größerer Belastung unberechenbarer werden und zwischendurch starke Abfälle der Dehnung aufweisen können.

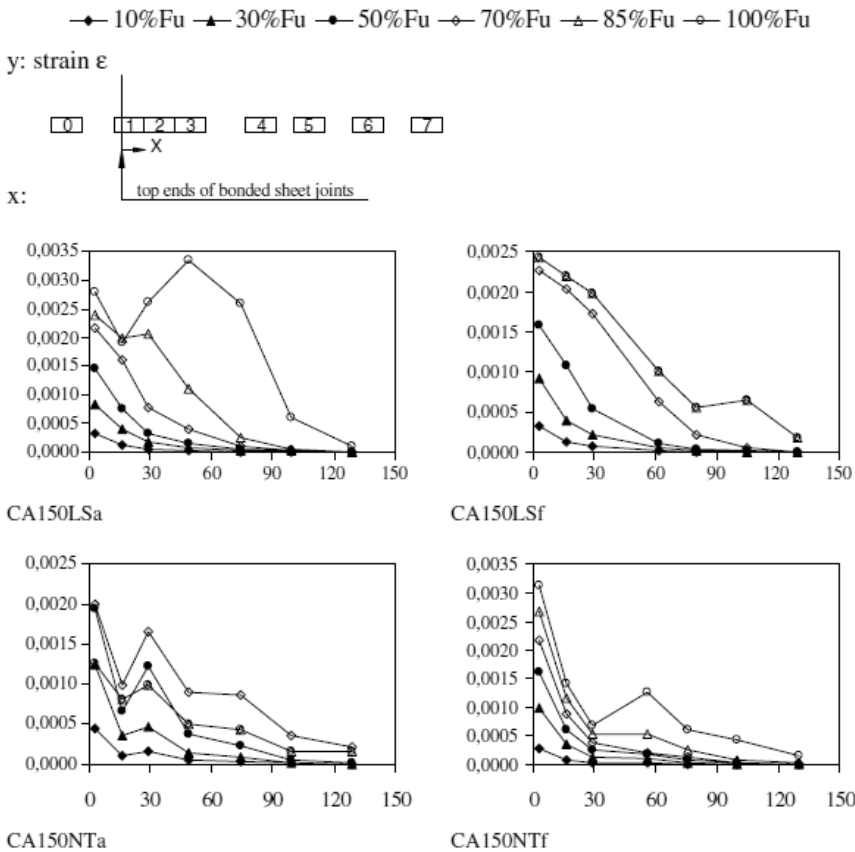


Abb. 3.4: Dehnungsverläufe über die Verbundlänge oben links Kalksandstein, oben rechts Kalksandstein mit Traversenstreifen, unten links Tuffstein, unten rechts Tuffstein mit Fasertraversen, aus [5]

Wallner [247] (2008) testete in Zugversuchen am 2-Stein-Prüfkörper und am 3-Stein-Schubkörper das Verbundverhalten verschiedener Materialkombinationen. Er verwendete Epoxidharz und einen speziell entwickelten kunststoffmodifizierten Zementmörtel als Matrix für vier verschiedene Fasermaterialien (Kohlenstoff, E-Glas, Polyester, Polyethylen). Die Gewebe wurden jeweils im Winkel von $0^\circ/90^\circ$ und 45° auf den Kalksandsteinen angeordnet, was zu großen Unterschieden im Verformungs- und Nachbruchverhalten führte. Während sich bei einem Winkel von $0^\circ/90^\circ$ bei höherer Maximallast ein steifes und sprödes Verhalten zeigte, war speziell bei der Verwendung vom Zementmörtel ein ausgeprägtes Nachbruchverhalten bei einer Neigung um 45° zu beobachten. Allgemein wurde bei der Verwendung von Epoxidharz ein Versagen in der Steinoberfläche beobachtet und bei der Zementmatrix ein Verbundversagen zur Faser.

Variante	Fasermaterial	Struktur	Flächengewicht [g/m ²]	Matrix	Faserorientierung [°]	Maximalkraft [kN]
1	Kohlenstoff	Gewebe	375	Epoxidharz	0	10.34
					45	9.69
2	E-Glas	Gewebe	395		0	9.64
					45	8.55
3	Polyester	Gewebe	265		0	6.91
					45	6.62
4	Polyethylen	Gewebe	130		0	9.09
					45	8.12
5	Kohlenstoff	Gewebe	375	kunststoff-mod. Zementmörtel	0	7.60
					45	6.19
6	Polyester	Gewebe	265		0	3.75
					45	2.41
7	Polyethylen	Gewebe	130		0	4.85
					45	2.76
8	Kohlenstoff	Gitter	2x159		0	3.00
					45	3.92

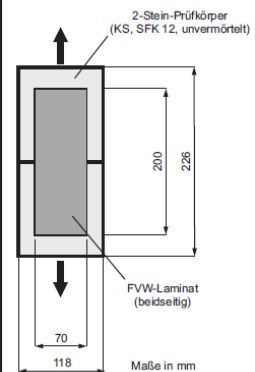


Abb. 3.5: Übersicht der Parameter der Zugversuche aus Wallner [247]

Ähnlich wie bei **Ehsani** [76] führte er Schubversuche an 3-Steinkörpern durch. Ein prinzipieller Unterschied bestand in der zusätzlichen konstant gehaltenen Auflast auf die Mörtelfugen, die zusätzliche Reibung berücksichtigte. Hier zeigte sich klar, dass die Verwendung von Epoxidharz sich als ungeeignet erweist, wenn man größere Verformungen erreichen möchte. Im Vergleich zum Referenzkörper war die Tragfähigkeitssteigerung um Faktor 2,5 möglich, wobei sich bei größerer Verformung und somit Schädigung der Effekt reduzierte.

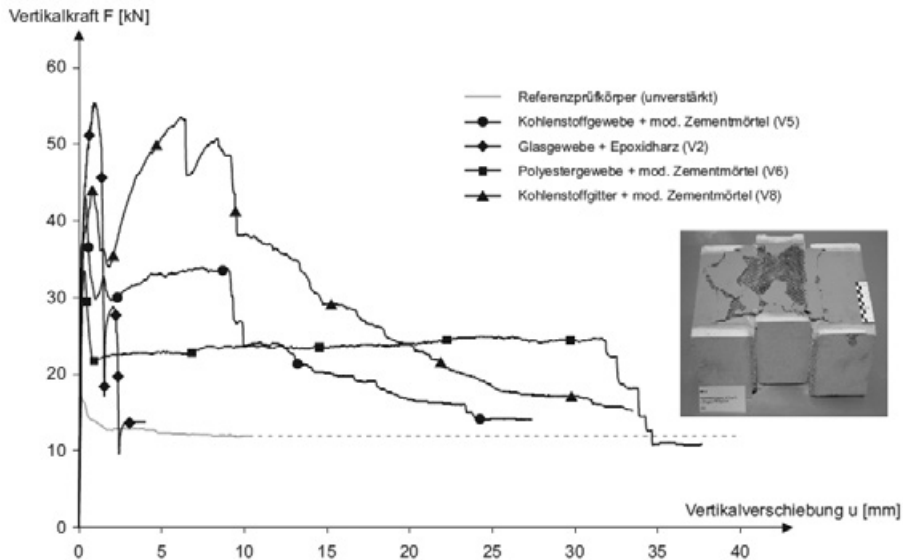


Abb. 3.6.: Ergebnisse der Schubuntersuchungen aus Wallner [247]

Pfeiffer [167] (2009) ging intensiv auf den Klebeverbund von drei Glasgeweben und einer Kohlefaserlamelle ein. Er verwendete bei seinen Experimenten einen hochviskosen (*SikaDur 330*) und einen niederviskosen (*SuP Resin Epoxy 55*) Epoxidharzklebstoff, sowie auch einen hochfesten Zementmörtel mit 74 N/mm^2 Druckfestigkeit. Bei seinen Verbunduntersuchungen am Einzelstein beobachtete er bei allen Prüfungen eine Traglaststeigerung bei Verwendung des niederviskosen Klebstoffs um ca. 30 – 60% im Vergleich zu dem steiferen Material. Er begründet dies mit dem besseren Eindringen und Benetzen der Steinhaut, was zu einer Oberflächenvergütung führte. Seine Beobachtungen der Tiefe des Steinhautversagens, die im Falle des hochviskosen Klebstoffs 2 mm und im anderen Fall 6mm betrug, bestätigen diese Theorie. Er spricht daher als Empfehlung aus, wenn möglich, niederviskose Klebstoffe zu verwenden. Diese Erkenntnis soll später ausgenutzt werden. An 24 Versuchskörpern ermittelte er den Einfluss der Verankerungslänge (verwendete Längen: 60 mm, 120 mm, 180 mm und 240 mm) und bemerkte klar, dass mit steigender Länge die Zunahme der Verbundbruchkräfte nur noch gering ausfällt. Bemerkenswert sind die geringen Schwankungsbreiten bei Kalksandstein, wohingegen die Ergebnisse der maximalen Verbundbruchkraft in Falle von Ziegelstein mit 41% wesentlich höher divergierten. Abbildung 3.7 zeigt den Einfluss der Steinoberfläche der verwendeten Steingruppen auf.

Analog wie Aiello [5] maß er auch die Dehnungen im Faserverbundwerkstoff mit Dehnmessstreifen und bemerkte, dass sich mit zunehmender Schädigung der Bereich mit den größten Dehnungsanteilen in 3 Phasen verschob. Anfangs wurden nur die ersten 15 mm belastet, ab 60% der Last verlagerte sich der Einflussbereich auf 45 mm und ab 90 % der Last trat eine kontinuierliche fortschreitende Entkopplung auf. Weitere Verankerungsversuche führte er an 0,82 m x 0,74 m großen Wandelementen durch und verankerte seine Glasfaserstreifen mit dem niederviskosen Klebstoff senkrecht und parallel zur Lagerfuge. Dabei beobachtete er bei einer Anordnung senkrecht zur Lagerfuge ca. 35 % höhere Verbundbruchkräfte.

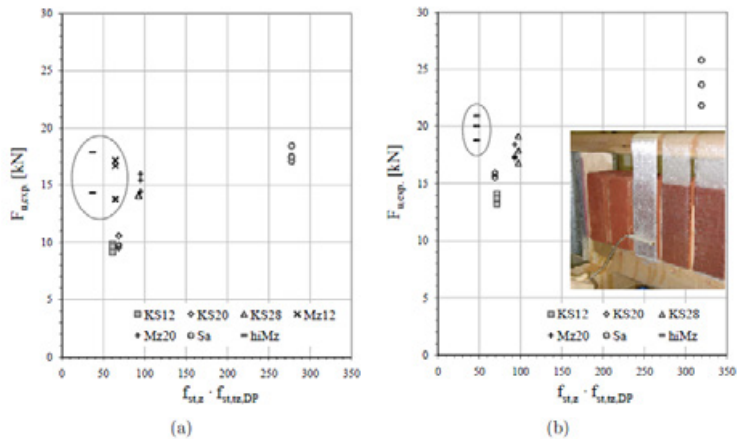


Abb. 3.7: Ergebnisse der Verbunduntersuchungen an verschiedenen Steinoberflächen als Ausdruck der Druckfestigkeit aus Pfeifer [167]

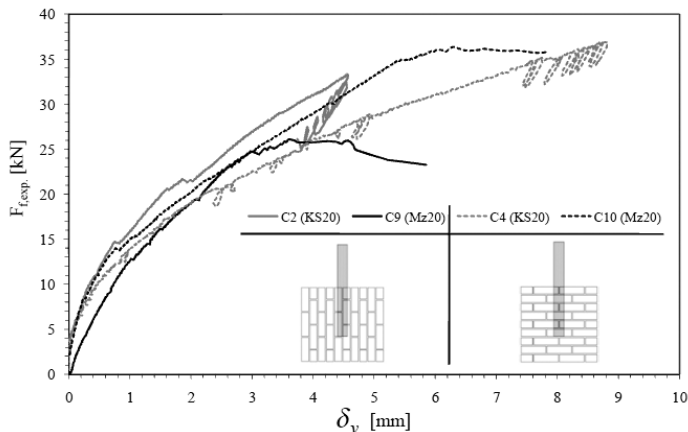


Abb. 3.8: Ergebnisse der Verbunduntersuchungen an großen Wandelementen aus Pfeifer [167]

Münich [156] (2010) überprüfte in Vier-Punkt-Biegeversuchen mit vorgegebener Rissgeometrie das Verhalten der Überlappung von Faserverbundwerkstoffen am Rissufer. Mit seinen Übergreifungslängen von 100 mm, 200 mm und 300 mm stellte er im Vergleich zum durchgängigen Textil sogar eine Tragfähigkeitssteigerung schon ab 100 mm Überlappung durch die doppelte Bewehrungsmenge fest. Seine Tragfähigkeitswerte ließen allerdings durch den Versuchsaufbau keine quantitative Aussage zum Verstärkungseffekt zu.

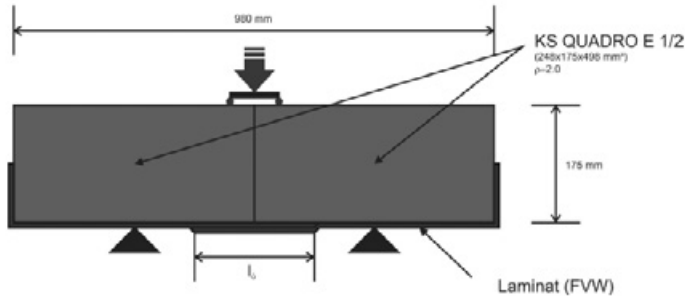


Abb. 3.9: Aufbau der Überlappungsversuche aus Münich [156]

Wie Wallner führte auch er Versuche an 3-Stein-Körpern durch, um das Schubverhalten von verschiedenen Textil-Mörtel-Kombinationen zu untersuchen. Er ging intensiv auf das Verhalten von Textilien ein, indem er 15 biaxiale, 6 triaxiale und 10 quadraxiale Gewebe in seinen Versuchen verwendete, die er mit 3 verschiedenen Matrices (*Sikagard® 720 EpoCem*, *Sika 331W* und *BGP*) applizierte. Dabei verwendete er zum Teil auch hybride Textilien aus AR-Glasfaser (1200 tex) und Polypropylen, aber auch Kohlefasergewebe zu Vergleichszwecken.

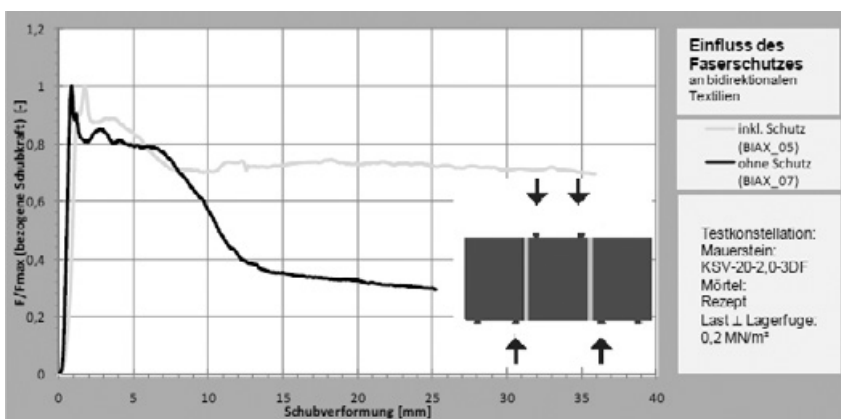


Abb. 3.10: Versuchsaufbau und Ergebnisse der Schubuntersuchungen aus [156]

Seine Zementmörtelmatrix *Sikagard® 720 EpoCem* wies dabei die besten Resultate in Kraft und Verformung auf, während die weichere *BGP*-Matrix bei kleineren Werten vergleichsweise öfter eine Delamination (in 17 von 22 Tests) aufwies als die erstgenannte Matrix (in 1 von 27 Tests). Als weiteren Parameter ging er auch auf den Faserschutz durch Kemafilierung[©] ein, die vor allem bei größerer Faserrumlenkung im Schubverhalten einen erheblichen Einfluss hatte.

Weiteres Augenmerk wird in seiner Arbeit auf das Verhalten bei variierender Normalspannung gelegt. Hier zeigte sich klar, dass sich die Fuge auch mit Faserverbundwerkstoffen nach dem Prinzip von Mohr-Coulomb verhielt und daher mit steigender Normalspannung auch höhere Tragfähigkeiten erreicht wurden.

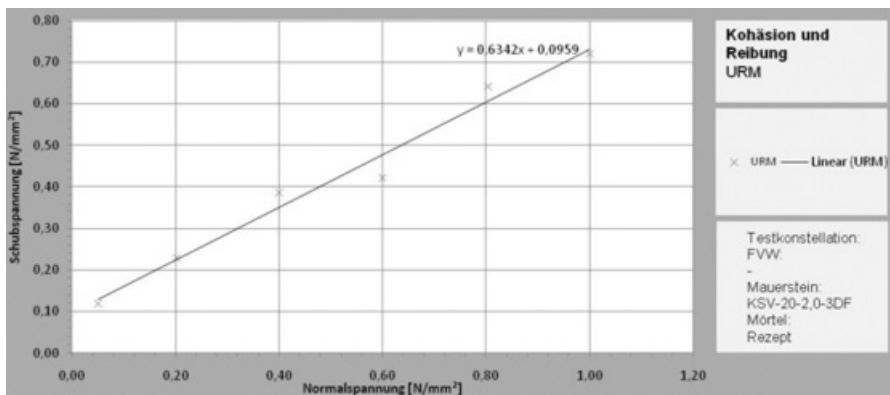


Abb. 3.11: Beweis des Mohr'schen Ansatzes für die Schubspannung bei variierender Normalspannung aus München [156]

3.3.2 Untersuchungen an in-plane belasteten Wänden – statisch Schwegler [200] (1994) war einer der ersten, der Mauerwerksscheiben mit unterschiedlichen Fasermaterialien und Konfigurationen testete. Von seinen sieben biaxial belasteten, 3,6 m x 2,01 m großen Wandversuchen verwendete er zwei unverstärkte Ziegelsteinwände als Referenzkörper, die er mit den jeweiligen Lastverschiebungskurven der verstärkten Wandkörper verglich. Bei seinen statisch-zyklischen Versuchen verwendete er eine Auflast von umgerechnet 0,6 MN/m². Als Fasermaterialien wurden CFK-Lamellen mit 2-Komponenten Epoxidharzklebung, zweimal nur einseitig und das andere Mal beidseitig aufgebracht. Auch die Anordnung der Lamellen wurde bei einer Wand verändert und zusätzlich an den Ecken Polyestergerewebe eingesetzt, was im Endresultat keine Verbesserung lieferte. (siehe Abbildung 3.12). Bei den Versuchen zeigte sich ein frühes Ablösen der La-

mellen durch Bruch der Steinoberfläche. Die Befestigung der Fasern an den Betonbauteilen trug dabei wesentlich zur Last- und Duktilitätserhöhung bei, nachdem sich der Verbund zum Mauerwerk gelöst hatte. Allgemein zeigten die Kohlefasern mit ihrer hohen Festigkeit ein sprödes Verbundversagen. Bei der einseitigen Verstärkung traten durch die Verankerung zum Teil Stabilitätsprobleme aus der Wandebene heraus auf. Bevor diese Probleme auftraten, beobachtete er, dass die beidseitige Applikation nur einen minimal größeren Verstärkungseffekt hatte.

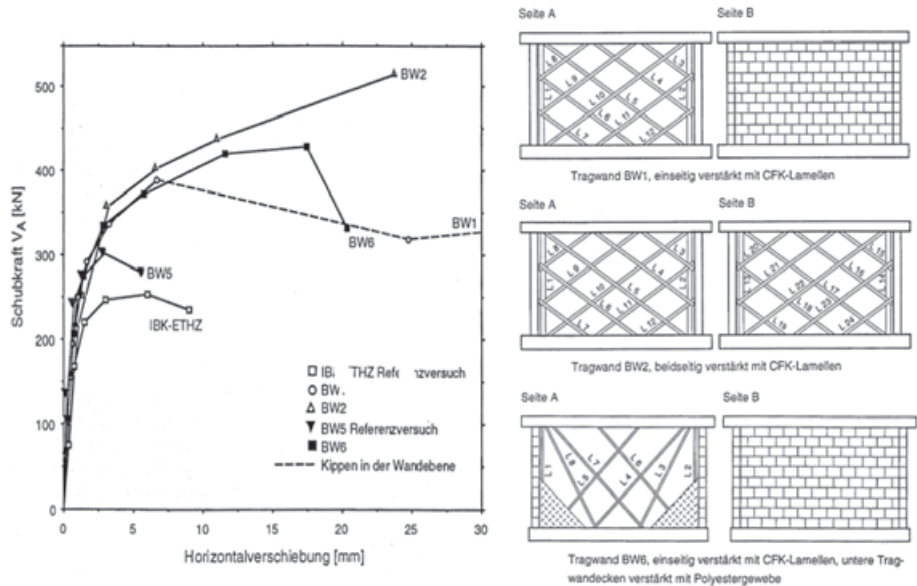


Abb. 3.12: Versuchsergebnisse verschiedener Verstärkungsstrategien bei Wänden aus [200]

Wesentlich vorteilhafter verhielt sich die vollflächige und einseitige Applikation von Polyestergerewebe mit Epoxidharzverklebung. Hier wurden Traglaststeigerungen von 40% bei gleichzeitig großer Verschiebung erreicht. Früh wurde hier erkannt, dass die vollflächige Lösung die Steinoberfläche wesentlich geringer belastet, wodurch ein Kohäsionsversagen verhindert werden kann. Für weitere Untersuchungen empfiehlt er eine weichere Verbindung der Fasern zum Mauerwerk, um eine bessere Lastverteilung zu erreichen.

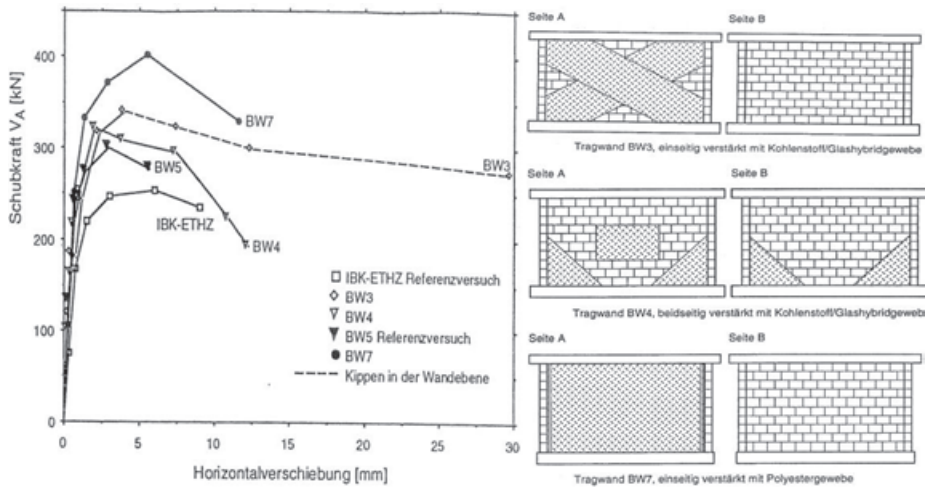


Abb. 3.13: Versuchsergebnisse verschiedener Verstärkungsstrategien bei Wänden aus [200]

Triantafillou [229] (1998) führte 6 Biegeversuche an schlanken Mauerwerkselementen aus Lochziegeln durch, die beidseitig einmal mit zwei und das andere Mal mit vier Kohlefaserstreifen verstärkt wurden (siehe Abbildung 3.14). Verklebt wurden sie nach Oberflächenreinigung mit zwei-komponentigem Epoxidharz bei ca. 1,5 mm dickem Materialauftrag. Während seine unverstärkten Referenzkörper mit 8,1 kN und 14,2 kN Belastung früh versagten, konnte mit der zweistreifigen Lösung 81 kN und 88,7 kN erreicht werden und bei den Versuchen mit vier Streifen sogar 152 kN und 141,5 kN. Das Versagen trat auch hier bei steifem Verbund durch Steinbruch auf, wobei vor allem ein Bruch der Stege erkennbar war. Durch den Versuchsaufbau ist damit allerdings nur eine Aussage bei ausreichender Verankerung und Eliminierung der Normalkraft möglich.

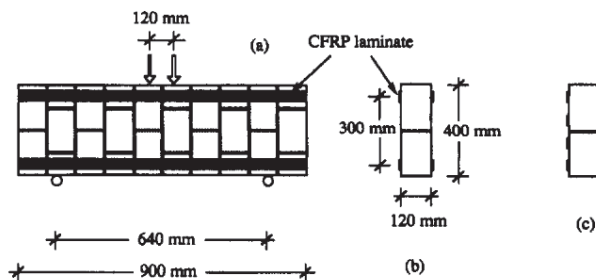


Abb. 3.14: Vier-Punkt-Biegeversuche an schlanken Wandelementen aus [229]

Marshall et al [144] (2000) testeten 40 kleine Wände (1,22 m x 1,22 m) aus Betonsteinen und Lochziegelsteinen. Als Verstärkungssysteme kamen vier verschiedene Lösungen zur Anwendung. Es wurden Kohlefasergewebe und Glasfaserprodukte mit Epoxidharz und Vinylesterklebstoff aufgebracht. Während bei den Betonsteinwänden eine Erhöhung der Duktilität im Nachbruchverhalten bis zu Faktor 7 beobachtet wurde, konnte dies bei den Ziegelwänden nicht bestätigt werden. Verstärkungseffekte wurden nicht erreicht.

Jai et al [115], [116] (2000) untersuchten 3 Schubwände derselben Größe wie die zuvor genannten Autoren, jedoch aus Ziegelvollsteinen. Sie verklebten Streifen und vollflächiges Gewebe aus Glasfasern mit Epoxidharz und stellten bei der Streifenlösung eine Verdopplung der Bruchlast im Vergleich zur Referenzwand fest. Die Wand mit der vollflächigen Applikation konnte die Bruchlast aufgrund der zu schwachen Hydraulik nicht erreichen, lag jedoch nochmals mindestens 30 % über der Streifenlösung. Wie bei **Schwegler** [200] wurde hier aufgezeigt, dass die vollflächige Verstärkung der Streifenmethode überlegen ist. Weitere Versuche zur Verifizierung eines Bemessungsmodells wurden mit Mauerwerk aus Holzsteinen in festigkeitsskalierter Form durchgeführt, worauf an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden soll.

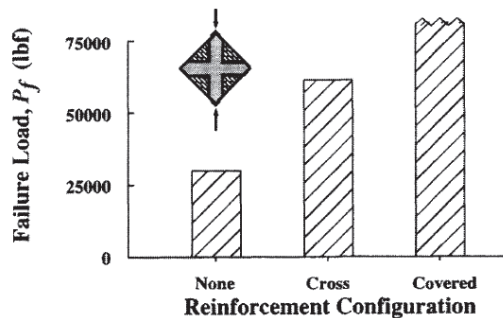


Abb. 3.15: Ergebnisse der Wandversuche für die jeweilige Verstärkungsstrategie aus [116]

Jon Vandergrift et al. [241] untersuchten drei schlanke 1,22 m breite und 2,44 hohe Wände aus Hohlbetonsteinen auf Schubbelastung. Dabei wurden die Wände zuerst vorgeschädigt, dann gereinigt und anschließend mit flächigen Kohlefaserlammellen und Epoxidharz verstärkt. Als Parameter wurden verschiedene Faserrichtungen von 0° , $90^\circ/0^\circ$ und $\pm 45^\circ$ gewählt. Durch das Höhe-Breite-Verhältnis von 2 kam es zum Kippen und Aufreißen der unteren horizontalen Mörtelfugen der Wände, so dass die unverstärkten Wände nur einen maximalen Widerstand von 7,1 kN

lieferten. Am besten eignete sich die Lösung im Winkel von $\pm 45^\circ$, die zu einer Horizontalkraft von 41,6 kN und somit einen Verstärkungsfaktor von 5,85 führte.

Auch **Holberg und Hamilton** [105] (2002) untersuchten fünf schlanke Schubwände aus Hohlbetonsteinen, jedoch im Verhältnis Breite zu Höhe 1,63 m : 2,24 m. Sie verstärkten mit unidirektionalen Glasfaserstreifen, die an den Seitenrändern in vertikaler Richtung und bei anderen Prüfungen auch zusätzlich im Fachwerkverbund mit zwei übereinanderliegenden Kreuzen angeordnet wurden. Zur Befestigung der vertikalen Fasern wurden spezielle externe Winkelprofile eingesetzt, die im Beton doppelt verschraubt wurden (siehe Abbildung). Als zweite Befestigung kamen mit Epoxidharz intern eingeklebte Bewehrungsstäbe zum Einsatz.

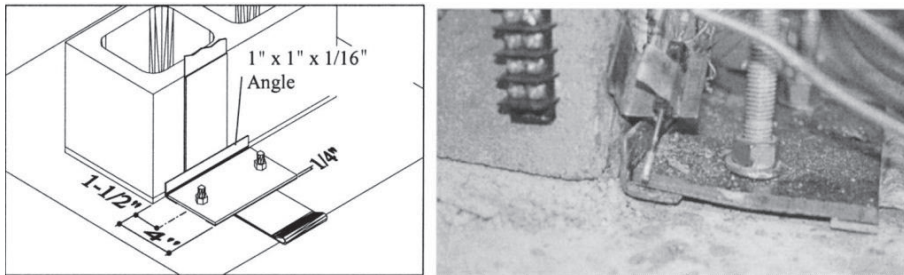


Abb. 3.16: Einsatz spezieller Winklelemente zur Verankerung der Fasern aus [105]

Dadurch wurde ein Kippen der schlanken Wände, aber nicht das Gleiten der Fuge verhindert. Wie bei **Schwegler** [200], der seine Verstärkungsstreifen auch befestigte, trat das Versagen öfter durch out-of-plane Exzentrizität auf. Die Verstärkung konnte fast eine Verdopplung der horizontalen Traglast erreichen. Die Kopfauslenkung betrug während der zyklischen Tests zwischen 0,6% bis 1,7% der Höhe.

Wesentlich massivere Befestigungen mit Stahlwinkel für Sika CarboDur Streifen wurden von **Chuang et al.** [35] (2003) an Ziegelvollsteinwänden kleineren Formats von 0,94 m x 0,94 m x 0,11 m getestet. Er variierte die Anzahl der Streifen bei einfacher und doppelter Anwendung auf einer Seite.

Seim [203], [202] (2003) untersuchte das Verhalten eines nachträglichen Durchbruchs einer Kalksandsteinwand. Er errichtete dafür neue Wände direkt mit Türöffnung und verstärkte diese mit Glasfaser- und Kohlefasergurten, die mit Epoxidharz aufgeklebt wurden. Es zeigte sich in den Versuchen eine Traglaststeigerung von ca. 42 %.

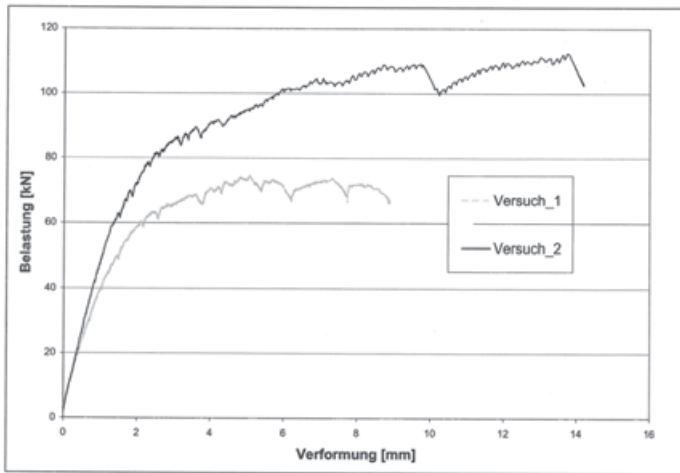


Abb. 3.17: Versuchsergebnisse eines verstärkten und unverstärkten Wanddurchbruchs aus [202]

Mayorca [145] (2004) verwendete im Winkel von $\pm 45^\circ$ geneigte Polypropylenbänder, wie sie in der Verpackungsindustrie verwendet werden und bettete sie in eine Zementmatrix ein. Seine 1,07 m x 0,98 m x 0,1 m großen Wandkörper aus hochfesten Steinen (80 MN/m^2) zeigten keine signifikante Traglaststeigerungen, aber das Nachbruchverhalten konnte wesentlich beeinflusst werden. Diese Eigenschaft des Materials Polypropylen wird später bei eigenen Versuchen genutzt, um die Duktilität von Mauerwerk zu erhöhen.

Santa-Maria und Alcaino [188] (2004), [187] (2006), [186] (2011) analysierten in zwei Teststudien das Verhalten von Hochlochziegelmauerwerk mit kreuzförmig und horizontal installierten Kohlefaserlamellen. Verglichen wurde die Verstärkung von 2 diagonal sich kreuzenden Streifen und 3 horizontal mit Epoxidharz aufgeklebten Streifen, die auf 1,975 m x 2,0 m x 0,14 m große biaxial belastete Wände aufgebracht wurden. Als Variationsparameter der ersten Studie wurde die Streifenbreite, also der Bewehrungsgrad verändert. Zusammenfassend wurde eine Traglaststeigerung zwischen 60 und 80 % erreicht. Beide Verstärkungen verbesserten durch feine Rissverteilung das spröde Verhalten, wobei sich die horizontalen Streifen durch ein besseres Verformungsvermögen bei größerer Rissverteilung auszeichneten. Versagen trat auch wie bei den zuvor genannten Autoren durch Kohäsionsversagen in der Steinoberfläche auf. Jedoch sollte an dieser Stelle bemerkt werden, dass mit Abbildung 3.18 das Versagen sowohl in einem Steinhautkohäsi-

onsversagen als auch einem Steinzugversagen der Querstege des Ziegels induziert wird. Die Autoren begründen dieses Versagen mit zu hoher Druckspannung im Mauerwerk.



Abb. 3.18: Delamination der Verstärkung von dem Untergrund aus [187]

Eine zweite Testserie wurde mit zwei Typen von Mauerwerk durchgeführt. Der erste bestand wie in der Studie Nr. 1 aus Mauerwerk mit vertikalen Bewehrungsstäben an den Seiten und zusätzlich unbewehrtem Mauerwerk. Wie zuvor kamen diagonale und horizontale Kohlefaserstreifen zum Einsatz, die auf ungerissenes aber auch auf vorgeschädigtes Mauerwerk aufgeklebt wurden. Die Umhüllenden der Hysteresekurven zeigten ähnliche Verformungsfähigkeiten der reparierten Wände im Vergleich zu der entsprechenden ungeschädigten Wand. Bei allen reparierten Wänden war eine geringere Anfangssteifigkeit zu beobachten, die auch von der Verstärkungsmethode abhing. Dies lässt den Schluss auf unterschiedliches Verhalten bei dynamischer Belastung zu, wo die Steifigkeit maßgebenden Einfluss auf die Eigenfrequenz hat.

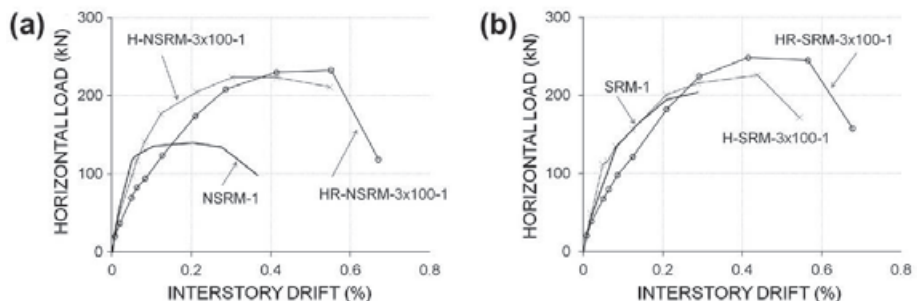


Abb. 3.19: Umhüllende der Wandversuche mit horizontalen FRP-Streifen, ohne Stahlbewehrung links, mit 0,4 % Stahlbewehrung rechts [186]

Wallner [247] (2008) entwickelte einen pseudodynamischen Versuchsaufbau für 8 Kalksandsteinwände mit unterschiedlichen Verstärkungssystemen. Mit sechs 0,5“ Monolithen in Hohlkolbenzylindern brachte er eine vertikale Auflast von umgerechnet 0,55 N/mm² auf und belastete die 2,5 m x 2,5 m x 0,24 m großen Wandscheiben mit einem speziellen pseudodynamischen Algorithmus, so dass aus einer realen Erdbebendauer von 28 Sekunden eine Versuchsdauer von 45 Minuten wurde. Dadurch war es möglich, detailliert die Bruchprozesse zu verfolgen. Diese Belastungen wurden zwischen 25% und 400% Skalierung in verschiedenen Stufen aufgebracht.

Als Testparameter wurden das Fasermaterial (E-Glas, Kohlenstoff, Polyester), die Flächengewichte der Gewebematerialien, die einbettende Matrix und die Applikationsart (diagonal, vollflächig, einseitig, beidseitig) verändert, wie er es schon in Kleinversuchen tat. Zusätzlich wurden von den acht untersuchten Testwänden zwei mit einer 1m x 1m großen Fensteröffnung mit Sturz ausgeführt. Hier zeigte sich ein grundlegender Unterschied zu dem Mauerwerk ohne Öffnung, das normalerweise durch Zug- und Schubversagen geprägt war, indem hier vorwiegend Druckversagen beobachtet wurde. Die Faserverstärkung bei WPK 8 (mit Öffnung) konnte entsprechend nur 31% höhere Lasten tragen, während die gleiche Applikation von Kohlenstoffgewebe mit einer modifizierten Zementmatrix beim Vergleich der Wände WPK 1 und WPK 3 (ohne Öffnung) eine Traglaststeigerung von fast 100% aufzeigte.

Für den Unterschied von einseitiger und beidseitiger Verstärkung, konnte er ungefähr den halben Zuwachs der Tragfähigkeit feststellen. Als Empfehlung für weitere Untersuchungen schlägt er die Lösung von WPK 3 vor, da er hier das beste Potential für eine praxisgerechte Anwendung sieht. Von den problematischen Epoxidharzklebungen und niedermoduligen Kunststofffasererzeugnissen mit ihren schlechten Verbundeigenschaften im Vergleich zu zementösen Matrices, rät er ab.

WPK	Öffnung	Fasermaterial	Struktur	Flächengewicht [g/m ²]	Matrix	Applikation (beidseitig)	Skalierungsstufen [%]
1	nein	Referenz (unverstärkt)					25 - 150
2		E-Glas	Gewebe	395	Epoxidharz	Diagonalstreifen (45°)	25 - 225
3		Kohlenstoff	Gewebe	375	mod. Zementmörtel	vollflächig (0°/90°)	25 - 225
4		Polyester	Gewebe	130			25 - 225
5		Kohlenstoff	Gitter	2x159			25 - 400
6	nein	Kohlenstoff	Gewebe	375	mod. ZM	einseitig (0°/90°)	25 - 200
7	ja	Referenz (unverstärkt)					25 - 250
8		Kohlenstoff	Gewebe	375	mod. ZM	beidseitig (0°/90°)	25 - 250

Abb. 3.20: Übersicht der durchgeführten Wandversuche aus [247]

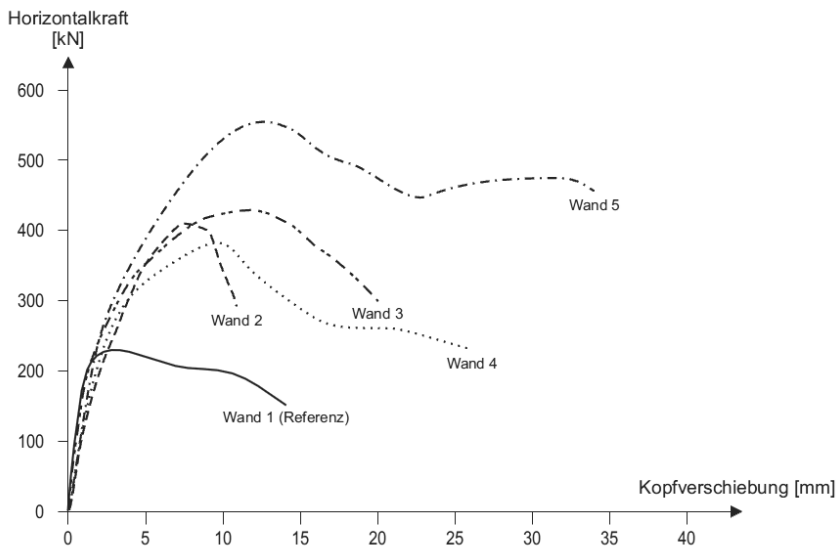


Abb. 3.21: Versuchsergebnisse der Wandversuche aus [247]

Faella et al. [84] (2009) untersuchten an neun Tuffsteinwänden eine Verstärkungslösung mit einem biaxialen Kohlefasergerewebe, dessen Öffnungen 5 mm betragen, in Kombination mit einem Zementmörtel als Verbindungsmatrix zur Steinoberfläche. Für die Schubbelastung wurde eine diagonale Druckkraft aufgebracht, die entsprechend zu Querspannungen und diagonalem Schubversagen der drei unverstärkten 1,2 m x 1,2 m großen Wänden führte. Die 6 verstärkten Wandscheiben zeigten einen vergleichsweise 4 bis 6 mal höheren Widerstand.

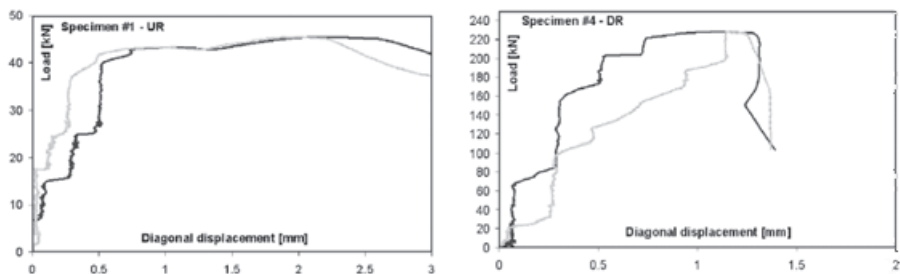


Abb. 3.22: Versuchsergebnisse der Wandversuche. Unverstärkte Wand (links), beidseitig verstärkte Wand (rechts) aus [84]

Das Versagen trat wesentlich spröder bei gleichzeitig verringerter Verformbarkeit durch ein Ablösen der obersten Steinhaut und Delaminationsversagen zwischen Mörtel und Faser auf. Es wird klar aufgezeigt, dass mit zementösem Mörtel als Matrix ähnlich wie mit Epoxidharz deutliche Verstärkungseffekte erreicht werden können, jedoch auch in diesem Fall mit einer wesentlichen Versteifung gerechnet werden muss.

Münich [156] (2010) untersuchte in seiner Arbeit zur Mauerwerksverstärkung mehrere biaxiale, triaxiale und quadraxiale flächige Faserprodukte in zum Teil hybrider Materialzusammensetzung. Als Verbundmatrix zu seinem Kalksandsteinmauerwerk verwendete der den zementösen Mörtel *Sikagard® 720 EpoCem*, ein Epoxidharz *Sika 331®* und einen schubweichen Mörtel *BG Polymers*. Speziell für das Schubversagen seiner Wände wurden in die hybriden quadraxialen Gewirke im Winkel $\pm 30^\circ$ Polypropylenfasern eingewoben, um das Nachbruchverhalten der Wände zu verbessern. Als geeignete Verstärkungslösung kristallisiert sich die Kombination des hybriden multiaxialen Gewirkes mit dem epoxidharzvergüteten Mörtel *Sikagard® 720 EpoCem* heraus. Bei seinen kleinen Wandversuchen der Größe 1,25 m x 1,25 m beobachtete er damit Verstärkungseffekte von über 60% und ein erhöhtes Nachbruchverhalten von Faktor 5. Das Versagen des Verbundwerkstoffes zeigte sich anfangs im Zerreißen der steiferen Glasfasern und später durch die starke Dehnung der Kunststofffasern, die sich langsam aus dem Mörtelverbund herauszogen.

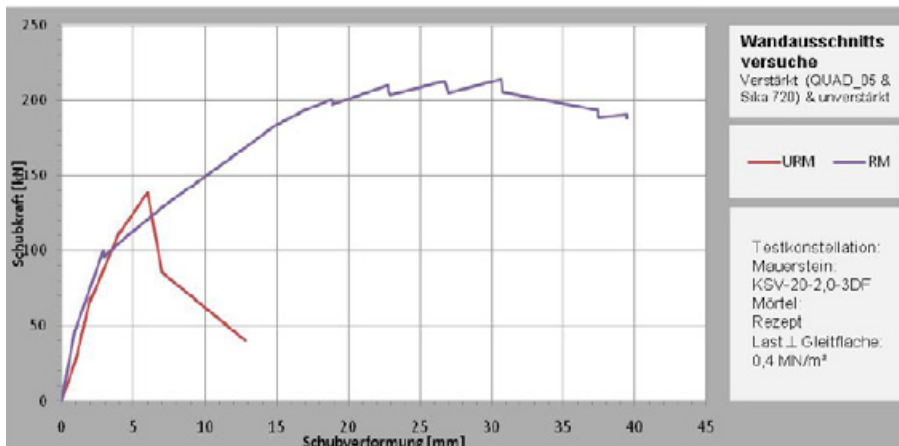


Abb. 3.23: Vergleich der Umhüllenden von Hysteresekurven einer verstärkten und unverstärkten Wandscheibe aus [156].

Anhand seiner kleinen 3-Steinschubversuche und den kleinen Wandversuche beobachtete er den Einfluss der Normalspannungen bei verstärkten und unverstärkten Testkörpern. Während sich bei den unverstärkten Testwänden ein starker Einfluss der Auflast zeigte, ist dieser Effekt für den verstärkten Fall nicht nachvollziehbar. München führte des Weiteren sieben größere Wandversuche der Abmessung 2,5 m x 2,5 m durch. Dabei wurden neben den Verstärkungen auch unterschiedliche Steuerungsalgorithmen und Versuchskonfigurationen getestet.

Tomazevic und Berset [222], [226] (2011) untersuchten an zehn 1,03 m x 1,57 m großen Ziegelwänden den Verstärkungseffekt des Mörtels *Sika MonoTop®-722 Mur* in Kombination des biaxialen Glasfasergewebes *Sika Wrap®-350G Grid*. Bei zwei Versuchen wurde das Gewebe diagonal appliziert und mit Faserankern an den Ecken verstärkt, was im Resultat zu einem Verstärkungseffekt von 228 % im Vergleich zum unverstärkten Referenzversuch führte. Gleichzeitig wurde die Verformbarkeit um 50% erhöht. Diese Traglaststeigerung konnte bei orthogonaler Faseranordnung nicht erreicht werden. Ebenso wurde an zusätzlichen Versuchen mit Einsatz von Epoxidharzen diese Traglaststeigerung bei weitem nicht erreicht, vielmehr wurde sogar die Verformbarkeit im Vergleich zum unverstärkten Referenzmauerwerk reduziert.

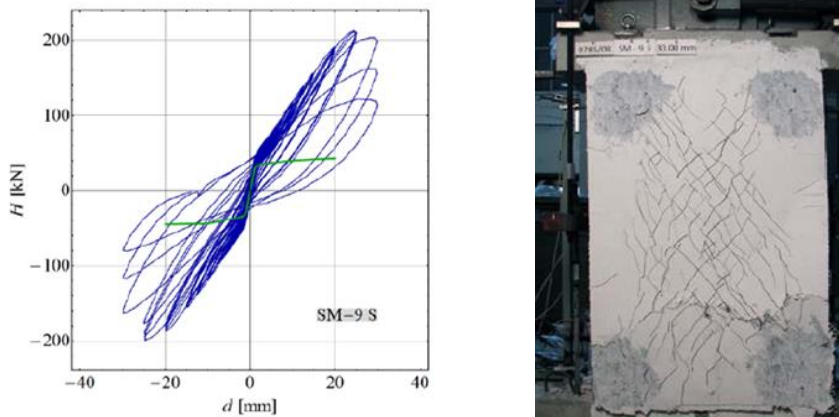


Abb. 3.24: Hysteresekurve der verstärkten Natursteinwand im Vergleich zur Referenzwand (in grün) (links), Rissbild der Wand (rechts) aus [226]

In einer weiteren Versuchsreihe verstärkten sie ähnliche Wände aus zweischaligem Natursteinmauerwerk mit demselben Gewebe und ca. 15 – 20 mm dick aufgetragenem Mörtel *Sika MonoTop®-722 Mur*. Bei Verwendung der Faserdübel in den Ecken wurden 5-fach größere Traglasten und eine 50%-ige Erhöhung der Ver-

formbarkeit beobachtet. Dabei nahm auch die Steifigkeit der Wände im Vergleich zu den Referenzwänden deutlich zu. Das Versagen zeigte sich sowohl in einer diagonalen Risschar als auch dem Ablösen der Verstärkung vom Steinuntergrund. Neben unbeschädigten Versuchskörpern wurden auch vorgeschädigte Wände verstärkt und untersucht. Auch hier konnten wesentliche Verstärkungseffekte von über Faktor 2 erreicht werden. Vom Autor wird darauf hingewiesen, dass die Arbeiten [222] und [226] zu den Gebäudeversuchen aus Kapitel 4.2 als chronologisch aufbauende Studien gesehen werden können, die die später nicht weiter angesprochenen Aspekte mit einbinden und ergänzen.

3.3.3 Untersuchungen an In-plane belasteten Wänden – dynamisch

Bennett et al. [19] (1997) testeten mehrere ausfachende **unverstärkte** Wände in einem Betonrahmen. Sie stellten dabei anhand von Vergleichen zu statisch belasteten Wänden von Barclay (1993) und Flanagan (1994) fest, dass die Verformungen bei dynamischer Beanspruchung wesentlich geringer sind als bei statischer Belastung. Diese Beobachtung wirft die Frage auf, inwieweit in Wandversuchen ermittelte Verhaltensbeiwerte q bei Berechnungen realistisch verwendet werden können.

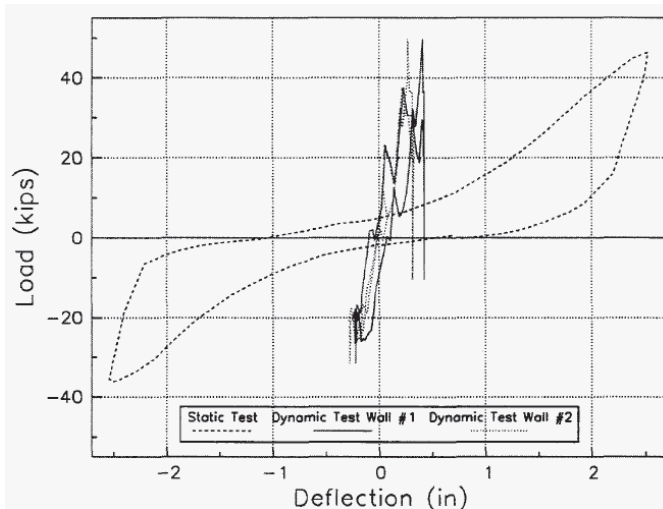


Abb. 3.25: Vergleich von statischer Anregung (gestrichelt) und dynamischer Anregung

Turek et al. [236] (2004) belasteten 8 In-plane Wände biaxial mit dynamischen Erdbebenzeitverläufen auf einem Rütteltisch. Verwendung fanden eine Nahbebenaufzeichnung des Kobe-Bebens (Japan, 1995), ein Subduktionsbeben von Valparaiso (Chile, 1985) und ein synthetisch generiertes Starkbeben mit hohem Frequenzgehalt. Die Wände wurden in mehreren Stufen verschiedenen Bebenbelastungen ausgesetzt, um das entsprechende Verhalten zu studieren.

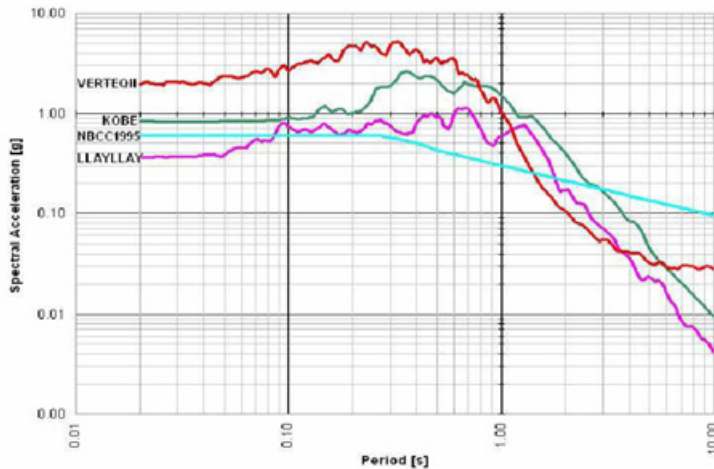


Abb. 3.26: Antwortspektren der verschiedenen Erdbebenzeitverläufe aus [236]

Von den 8 Testkörpern wurden 3 unverstärkte Wände aus Betonblocksteinen (U1, U2 und U3) als Benchmark herangezogen, von denen jede mit einem anderen Erdbebenentyp belastet wurde. Wand U1 wurde mit einer Impulslast belastet und U2 mit dem Kobe-Beben. Wand U3 versagte komplett nach den ersten 7 Sekunden des Starkbebens. Alle drei Wände zeigten ein ähnliches Versagensverhalten mit horizontalen Schubrisen in den Mörtelfugen im unteren Wandbereich. Da die meisten Risse infolge eines Impulsstoßes erfolgten, vermuten Turek et al. dass beim unverstärkten Mauerwerk die Antwort kraftabhängig und nicht frequenzabhängig ist. Fünf weitere Wände (R1-R5) wurden mit *Tyfo SHE-51A* Glasfaserstreifen und *Tyfo S Epoxidharz* der Firma Fyfe mit unterschiedlichen Applikationsstrategien verstärkt. Die 300 mm breiten Streifen wurden in vertikalen Bahnen (2x und 3x), horizontalen Streifen (vollflächig) und im Kreuzverband angeordnet. Zusätzlich kamen drei verschiedene Befestigungen zum Einsatz, die unterschiedliche Steifigkeiten und Duktilitäten besaßen. Letzteres war entscheidender Parameter zur Steigerung des globalen Wandverhaltens. Im Besonderen erzielte die vertikale Faserorientierung gute Verbesserungen durch eine Schubverstärkung und als Reparaturmaßnahme von Rissen.

El Gawady [79] (2004) testete neun Wände statisch-zyklisch und 11 Wandkörper dynamisch auf einem Rütteltisch. Dabei variierte er bei den dynamisch getesteten und um die Hälfte skalierten Wände die Schlankheit, den Mörteltyp und die unterschiedliche Verstärkungsanordnung. Bei den verstärkten Hochlochziegelsteinkörpern wurden die verwendeten FRP Streifen alle an Stahlbleche angebunden und die Verankerungen nicht weiter verfolgt.

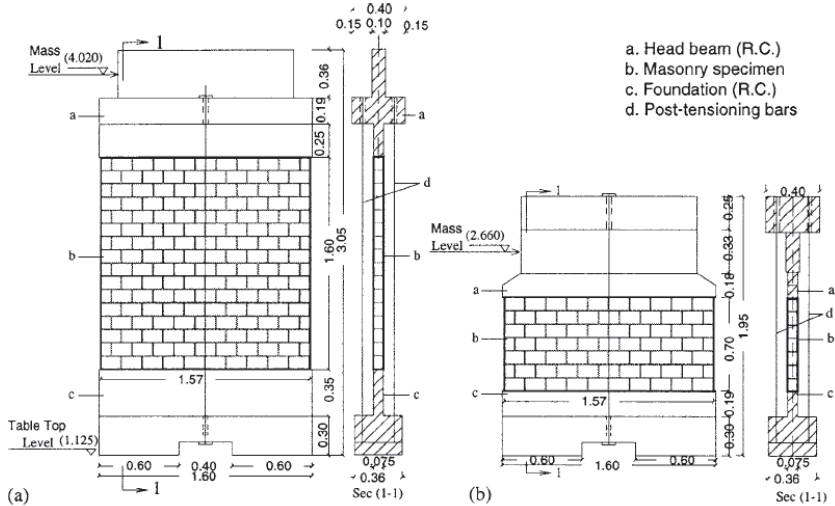


Abb. 3.27: Versuchsaufbau der Wände aus [79]

Die Wände wurden zum Teil bis zu einem gewissen Schädigungsgrad getestet, um sie danach ein zweites Mal mit einer anderen Verstärkung erneut zu testen. Als Verstärkungen wurden 2 unterschiedliche Karbonstreifensysteme kreuzweise und bi-axiale Glas- und Aramidfasergewebe vollflächig mit Epoxidharz verklebt. Die Versuche wurden mit einer Masse von 12 t auf dem Kopfbalken unidirektional gefahren, so dass eine konstante vertikale Druckspannung von $0,35 \text{ N/mm}^2$ erreicht wurde. Allgemein zeigte sich ein recht steifes Verhalten der verstärkten Wände. Die Verstärkung erhöhte die Traglast um 30 – 190%, wobei bei niedrigen Normalkräften der Effekt höher war. Durch die einseitige Applikation wurde nur leicht unsymmetrisches Verhalten gemessen. Als Versagen wurde Rocking und Delamination beobachtet. Die Delamination schien stark abhängig vom Bewehrungsgrad zu sein. Des Weiteren wurde bemerkt, dass die kreuzweisen Karbonstreifen in einfacher und doppelter Anordnung weniger erfolgreich waren. Ein interessantes Ergebnis der zyklischen Versuche war, dass im Unterschied zu den dynamischen Versuchen keine Delamination auftrat. Die Horizontalkräfte der Referenzwände lagen bei der zyklischen Versuchsdurchführung ca. 20% höher.

Da die gedrunenen Wände nicht zerstört werden konnten, wurden diese noch in statischer Art und Weise belastet. Als Resümee kann man sagen, dass sich die statische und dynamische Prüfmethode vor allem in der der Verformungsfähigkeit der Wände stark unterscheidet, jedoch nicht in der Anfangssteifigkeit. Damit werden die Untersuchungen von Bennett et al. [19] bestätigt und untermauern die Zweifel der Genauigkeit der q -Beiwerte, die aus Wandversuchen ermittelt werden, da im Allgemeinen die Kopfverformungen im statischen Fall sehr hoch ausfallen. Die unterschiedlich eingesetzten Mörtel machten einen Unterschied von 20% in der maximalen Traglast aus. Die unverstärkten Mauerwerkswände zeigten allerdings bis auf den Schlussverlauf, da Gleiten beim dynamischen Test nicht auftrat, einen sehr ähnlichen Verlauf.

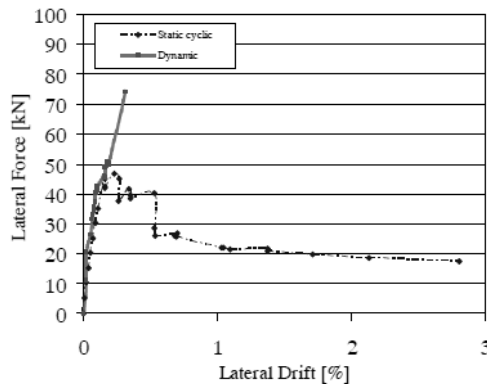


Abb. 3.28: Vergleich der statischen und dynamischen Untersuchungen an verstärkten Wänden aus [79]

3.3.4 Untersuchungen an out-of-plane belasteten Wänden – statisch

Reinhorn und Madan [182] (1995) gehören zu den Ersten, die Faserverbundwerkstoffe als Verstärkung für Mauerwerkswände anwendeten. Mit drei zyklisch belasteten Wänden wiesen sie die Effektivität von FVW nach. Sie verwendeten zum einen mit Epoxidharz aufgeklebte Streifen als auch ein vollflächiges Glasfasergewebe. Ihre ca. 1,83 m x 1,78 x 0,2 m großen Biegewände aus kleinformatigen Ziegelvollsteinen versagten hauptsächlich durch Delamination. Sie schlussfolgern aus ihren Ergebnissen, dass die Limitierung der Tragfähigkeitssteigerung, welche bis zu Faktor 7 betrug, durch das Delaminationsversagen in der Steinoberfläche beschränkt ist. Des Weiteren wurde bei Applikation von FVW eine Erhöhung der Duktilität bei gleichzeitig höherer hysteretischer Energiedissipation beobachtet.

Ehsani und Velazquez-Dimas [74], [75], [76], [77], [78], [245], [243], [246] (1996) untersuchten in verschiedenen Testserien das Out-of-plane-Verhalten von Ziegelsteinmauerwerk in statischen und zyklischen Versuchen. Ihre ersten Untersuchungen führten sie an 1,45 m x 0,215 m x 0,102 m großen „Vier-Punkt-Biegebalken“ durch, die auf einer Seite mit 3 verschiedenen Glasfaserprodukten (mit Reißfestigkeiten von 47 (1), 249 (2) und 150 N/mm (3)) verstärkt waren. Als weitere Parameter variierten sie den Klebstoff (steifes (1) und niedrigviskoses Epoxidharz (2)), die Mörtelqualität (32 MPa (1) und 28 MPa (2)), die Steinqualität (in einem Versuch alte Steine (M*)) und die Oberflächenbearbeitung ((F) und (S)). Die in Klammern angeführten Zahlen geben die Parameter der Versuchsbezeichnungen in folgender Abbildung an: Klebstoff-Mörtel-Textiltyp-Oberflächenbearbeitung.

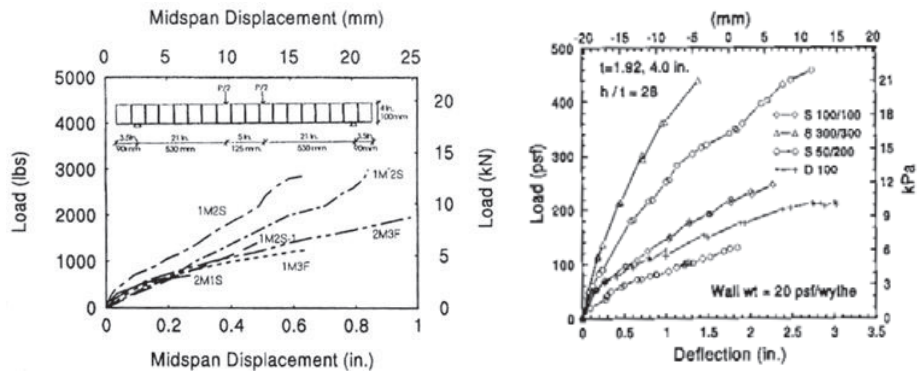


Abb. 3.29: Versuchsergebnisse aus [74] (links) und zyklische Biegeversuche an Wänden der Schlankheit $h/t=29$ aus [246] (rechts)

Während die beiden schwächeren Gewebe bei der Biegebelastung ohne Normalkraft rissen, trat hingegen das Versagen bei dem Gewebe mit 249 N/mm Reißkraft durch Druckversagen im Stein auf. Bemerkenswert ist das Verhalten der unterschiedlichen Klebstoffe, welches bei Proben 1M3F und 2M3F beobachtet werden konnte. Hier zeigte der weichere Klebstoff vor dem Versagen der Fasern ein wesentlich duktileres Verhalten bei gleichzeitig höherer Traglast. Diese Erkenntnis soll später bei eigenen Untersuchungen genutzt werden.

In zyklischen Versuchen wurden an sieben 1,220 m breiten Vollziegelwänden der Schlankheitsverhältnisse Höhe zu Wanddicke von $H/t = 14$ und 28 unterschiedliche Bewehrungsgrade auf Vorder- und Rückseite untersucht. Belastet waren die Wände in vertikaler Richtung nur durch ihr Eigengewicht. Bei der Versuchsdurchführung wurden die Wände oben und unten verdrehbar gelagert und die vertikalen Seiten-

ränder frei gehalten. Die Last wurde zyklisch durch ein Airbagsystem in zwei Zyklenpaaren vollflächig aufgebracht.

Obwohl in den meisten Versagensfällen Delamination zwischen Klebstoff und Steinoberfläche auftrat, konnte aber auch Faserversagen und Druckversagen der Steine beobachtet werden. Es wurde festgestellt, dass im Delaminationsfall ein höherer Grad an Energie dissipiert wird. Weitere Ergebnisse waren die Unabhängigkeit der Durchbiegung der Wand und der Dehnungen in den Fasern vom Bewehrungsgrad.

Tabelle 3.1: Zusammenfassung der Versuchswerte nach [243], Die Zahlenwerte der Wandbezeichnungen stellen den Faserbewehrungsgrad [in %] der Wände vorne/hinten dar

Wand	Höhe [mm]	H/t	Maximale Durchbiegung [mm]	Durchbiegung/Wandhöhe [%]	Maximale Kraft [kN]	Versagensart
S 75/25	710	14	16	2,25	31	Delamination
S 20/40	710	14	12,5	1,76	18,6	Delamination
S 30/30	710	14	1,42	0,2	16,6	Zugversagen
S 100/100	1420	28	26	1,84	11,7	Zugversagen, Delamination.
S 300/300	1420	28	16	1,12	22,7	Schubversagen
S 50/200	1420	28	32	2,25	20,7	Delamination, Druckversagen
D100	2740	28	36	1,31	9,8	Delamination

Gilstrap und Dolan [90] (1997) verwendeten sechs unterschiedliche Klebstoffe für Kohle- und Aramidfaserprodukte. An sieben Wänden sammelten sie Informationen zur Verarbeitbarkeit und Effektivität verschiedener Faserverstärkungen, die auf der Wandaußenseite direkt auf die kleinformatischen Ziegelsteine aufgebracht wurden. Dabei wurden sowohl die Wandgeometrie als auch die Lagerbedingungen so geändert, dass die Biegebelastung zweiachsig und einachsig aufgenommen wurde.

Nach Auffassung der Autoren sind die Vinylester Klebstoffe *Dow 8084* und *Sika 35 Gel* entweder nur für die Durchtränkung der Faserprodukte oder für einen guten Verbund zur Ziegeloberfläche geeignet, aber nicht beides gleichzeitig. Daher wer-

den sie zur Anwendung im Verstärkungsbereich nicht empfohlen. Deutliche Vorteile zeigten sich durch den Verbund mit *Henkel VCX*.

Tabelle 3.2: Übersicht der Versuchsparameter nach [90]

Nr.	Fasermaterial	Klebstoff	Format [m]	Moment [Nmm]	Versagen
1	-	-	1,3 x 1,3	-	Kollaps
2	Aramidgewebe	Sika 35 Gel	1,3 x 1,3	3300	Delamination
3	Aramidgewebe	Dow 8084	1,3 x 1,3	2200	Delamination
4	Kohlefasergewebe	Henkel VCX	1,3 x 0,79	23000	Steinversagen
5	Aramidstreifen	Sika 32	1,3 x 0,79	9900	Faserversagen
6	Aramidstreifen	Master Builders	1,3 x 0,79	10300	Faserversagen
7	Kohlefaserstreifen	Sika 30	1,3 x 0,56	8900	Delamination

Kolsch [125] (1998) verwendete zur Faserverstärkung von Mauerwerk statt Klebstoff einen kunststoffmodifizierten Zementmörtel. In seine aus 5 Komponenten bestehende Zementmatrix legte er ein 140 g/m^2 schweres Gewebe aus Kohlefaser (HT) mit Garnen der Größe 200 Tex in Kettenrichtung und 34 Tex in Schussrichtung ein. Eine $3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 24 \text{ m}$ große Kalksandsteinwand belastete er mit 120 kN mit einem Airbagsystem auf einer Fläche von $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ in drei Zyklen, was einer umgerechneten Belastung von 3 g entsprach. Er schlussfolgert, dass diese hohen rechnerischen Ersatzlasten zur ausreichenden Sicherheit von Wänden im Erdbebenfall führt.

Triantafillou [229] (1998) führte 3 verschiedene „Vier-Punkt-Biegeversuche“ mit je zwei Versuchskörpern durch. Die ersten beiden Prüfkörper sind ohne Verstärkung, zwei weitere mit zwei Kohlefaserlamellen (O-2) und die letzten beiden mit jeweils vier solchen Streifen (O-4) und Epoxidharz verklebt. Das Versagen aller verstärkten Prüfkörper trat durch Druckzonenversagen im Stein auf.

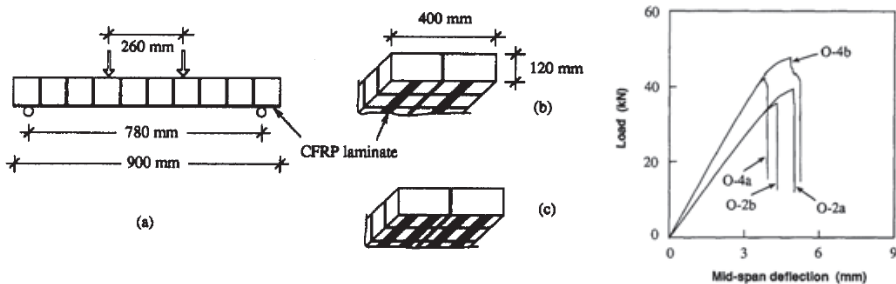


Abb. 3.30: Biegeversuch und Versuchsergebnisse aus [229]

Wie in Abbildung 3.30 rechts erkennbar, betragen die Streuungen der Untersuchungen mit den Verstärkungen zwischen 10% und 15% und weisen damit vergleichsweise deutlich niedrigere Streuungen als die Proben ohne Faserlaminierung auf, welche 75% betragen (bei maximalen Traglasten von 8,1 kN und 14,2 kN).

Albert [6] (1998) stattete zehn 4 m x 1,2 m x 0,2 m große Mauerwerkswände aus Betonhohlblocksteinen mit Dehnmessstreifen, verschiedenen Streifen aus Kohlefaser (Sika-Carbodur und Mitsubishi-Replark 20) und Glasfaser (Fyfe – Tyfo S) in 5 verschiedenen Anordnungen aus.

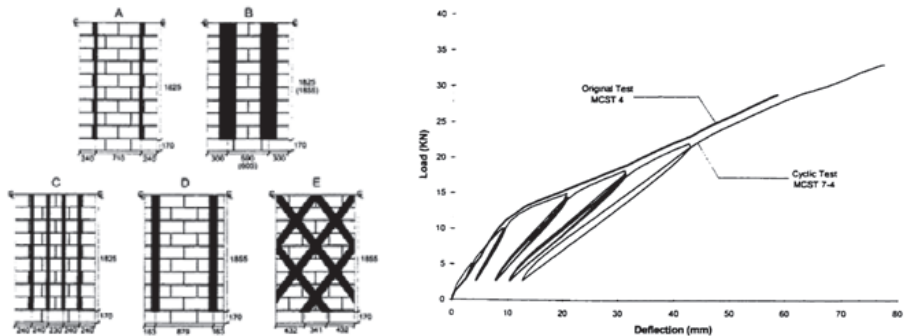


Abb. 3.31: Anordnung verschiedener Verstärkungsgeometrien (links), Vergleich von monotoner und zyklischer Belastung (rechts) aus [6]

Die Wände belastete er im “Vier-Punkt-Biegeversuch” statisch und statisch-zyklisch. Dabei wurden Auflasten in der Wandebene von 0 kN, 10 kN und 30 kN gewählt. Die Ergebnisse zeigten, dass die Steifigkeit und Traglast bei höherer Normalkraft im ungerissenen Zustand erhöht wurden, jedoch sich der Effekt bei Aktivierung der Verstärkung wieder umkehrte. Eine Analyse von Vorschädigungen im Vergleich bei statischer und zyklischer Belastungsart wies auf, dass sich nur geringe Unterschiede ergaben. Allgemein zeichnete sich ein ähnliches Verhalten aller Verstärkungslösungen ab, das sich in einen nichtlinearen Teil des Mauerwerks und einen nachfolgenden linearen Teil der Verstärkung unterteilen ließ.

Sameer Hamoush et al. [99] (2001) testeten 18 Mauerwerkskörper der Größe 900 x 600 x 200 mm im statischen 4-Punkt-Biegeversuch. Dabei wurden neun Versuchskörper mit einer Schicht WEB S-Glasfasern auf der Zugseite bewehrt und neun weitere doppelt mit Überlappung verstärkt. Als Klebstoff diente das zwei-komponentige *Tyfo S Hi-Clear* Epoxidharz. Drei verschiedene Überlappungen, zwei Bewehrungsgrade und drei verschiedene Abstände zu den Auflagerungen 0, t/4 und t/2, wobei t die Dicke der Steine war, wurden untersucht. Als Steine ver-

wendete er 200 mm dicke Betonhohlsteine mit zwei Hohlkammern, die mit einem Mörtel der mittleren Festigkeit von 10,34 MPa vermauert wurden. Die Fasermatten hatten eine Größe von 600 x 700 mm, 600 x 800 mm und 600 x 900 mm. Das Versagen trat bis auf eine Wand in allen Fällen nach einem nahezu linear-elastischen Anstieg ein. Die Verschiebung der Klebstoff-Faser-Verbindung war nur sehr gering. Als Ergebnis kann man mitnehmen, dass die Überlappung keinen größeren Einfluss auf die Verstärkungswirkung, allerdings auf die Zugsteifigkeit in der Zugzone hat.

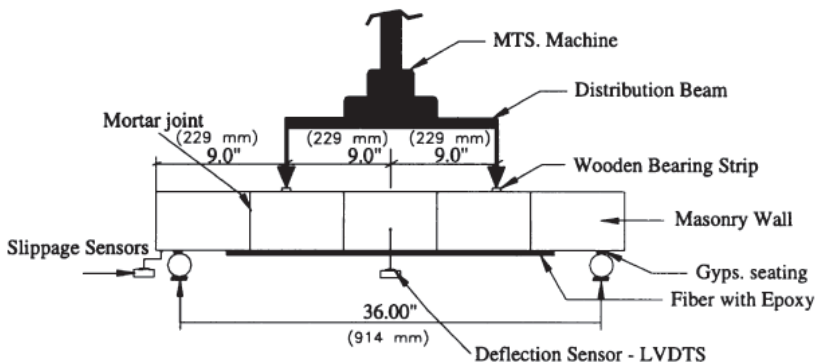


Abb. 3.32: Versuchsaufbau des Biegeversuchs aus [99]

Hamilton und Dolan [98] (2001) untersuchten insgesamt sechs Wände auf Biegung. Vier sogenannte „kurze“ hatten die Abmessungen 610 x 200 x 1800 mm und 2 „große“ waren vom Format 1220 x 200 x 4700. Als Verstärkung kamen mit Epoxidharz aufgeklebte Glasfaserstreifen zum Einsatz. Die „kurzen“ Wände wurden zweimal mit Normalbetonsteinen und zweimal mit Leichtbetonsteinen verbaut. Die beiden „großen“ Wände waren ebenfalls aus Leichtbetonsteinen. Bei den „kurzen“ Wänden wurde jeweils ein 7 cm breiter Glasfaserstreifen mit *Sikadur*® 32 mittig in vertikaler Richtung angebracht. Bei den „großen“ Wänden wurden einmal zwei Streifen und bei der zweiten zwei doppelte Streifen aufgeklebt. Als Belastung wurde ein aufblasbares Luftkissen verwendet, um so eine gleichmäßige Flächenlast, auch im verformten Zustand, zu gewährleisten. Die Belastungsart war statisch monoton. Als Lagerung wurden bewegliche Rollen am Wandfuß eingesetzt, so dass keine Verdrehungsbehinderung entstand. Das entscheidende bei der Versuchsdurchführung waren die Messungen der Dehnungen in den FVW durch acht Dehnmessstreifen in Wandmitte.

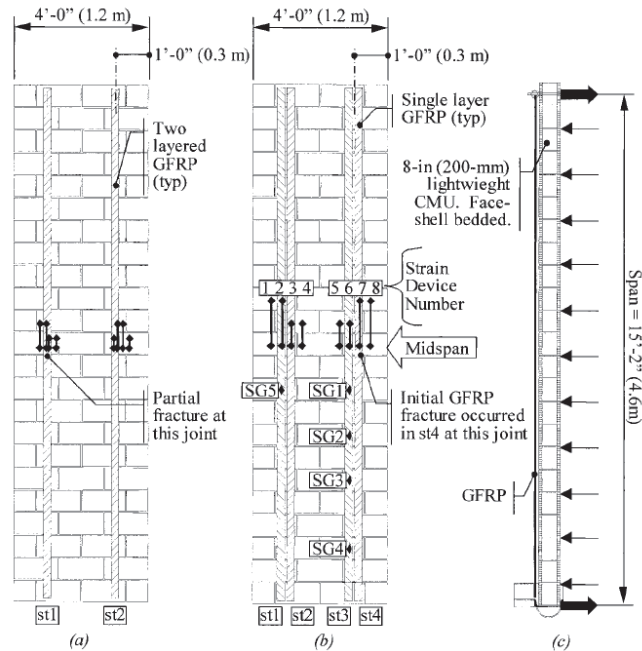


Abb. 3.33: Versuchsaufbau des Biegeversuchs aus [98]

Tabelle 3.3: Übersicht der Versuchsparameter nach [98][90]

Wand	Betonsteine	Anzahl der Streifen	Last [kPa]	Versagen
S 1 (kurze Wände)	Normalgewicht	1	15	Delamination
S 2	Normalgewicht	1	18,4	Faserversa-
S 3	Leichtgewicht	1	21,3	Faserversagen
S 4	Leichtgewicht	1	23,7	Faserversa-
T 1 (gr. Wände)	Leichtgewicht	2	5,9	Faserversa- gen/Delamination
T 2	Leichtgewicht	4	4,8	Faserversagen

Das Faserversagen trat in der Region der Mörtelfuge auf und Risse im Mauerwerk waren nur in der Fuge sichtbar. Delamination trat vor allem an den Enden der Versuchskörper auf. Bei den großen Wänden war die maximale Biegeverformung 7,5 cm. Die Dehnungsmessungen zeigen jedoch, dass sich die Streifen nur ca. 1,8 – 3,5 % dehnten. Allgemein wurde ein sehr sprödes und spontanes Versagen beobachtet.

Tumialan et al. [235], [87] (2002) verwendete in seinen 25 Vierpunktbiegeversuchen 12 mal Betonsteine und 13 mal Ziegelsteine, die er mit Glas- und Aramidfasern bewehrte. Die Proben hatten eine Größe von 1200 x 600 x 95 mm. Zusätzlich wurde der Einfluss von Spachtelungen auf den Verbund zum Stein untersucht. Die Grundidee liegt in dem Schließen von kleinen Poren und dem Einebnen der Oberfläche. Da nur die Ziegel eine sehr unebene Oberfläche hatten wurde die Spachtelung ausschließlich dort vorgenommen. Vier verschiedene Kombinationen (Stein, Faserart) wurden jeweils mit 5 verschiedenen Streifenbreiten (75 mm, 125 mm, 175 mm, 225 mm und 300 mm) getestet. Als Versagen wurden vier Mechanismen beobachtet: Klebstoffdelamination von der Steinhaut, Druckzonenversagen, Faser- versagen und Schubversagen in der Nähe der Auflagerung. Das Druckversagen trat immer in den Mörtelfugen auf. Das Schubversagen trat einmal in einem Abgleiten der Steine und durch Risse im Winkel von 45° in der Nähe der Auflagerung auf. Durch die Verbesserung des Verbundes mit der Spachtelung konnten die Fasern zum Teil bis zum Reißen belastet werden. Durch die zum Teil hohen Bewehrungsgrade wurde vermehrt Schubversagen beobachtet. Hier wurden sogar niedrigere Verstärkungswerte erreicht als bei geringerem Bewehrungsgrad. Dies lässt auf die möglicherweise zu hohe Steifigkeit schließen. Als Empfehlung gibt er eine Beschränkung der maximalen Dehnungsausnützung der Verstärkung für verspachtelte Oberflächen von 65% bzw. 45% ohne Verspachtelung.

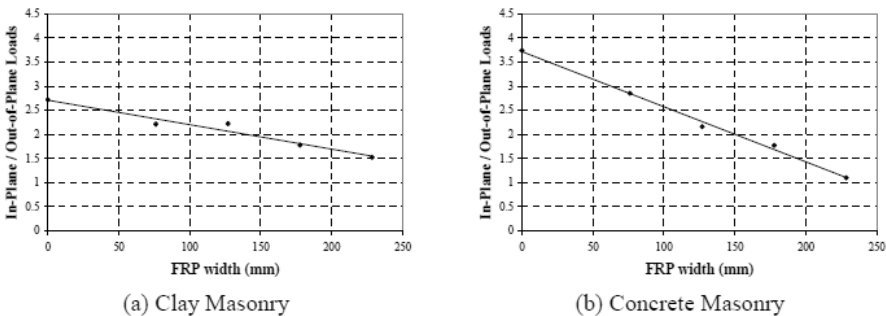


Abb. 3.34: Verhältnis der Kräfte in der Druckmembran im Verhältnis zu dem horizontalen Tragwiderstand in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt für Ziegelsteine (links) und Betonsteine (rechts) aus [87]

In einer weiterführenden Studie zusammen mit **Galati et al.** [87] wurde der Einfluss des „arching“-Effekts durch die Druckmembranwirkung des Mauerwerks bei steifen Lagerbedingungen untersucht. Er entwickelte dafür seinen Versuchsaufbau so, dass er die vertikalen und horizontalen Auflagerkräfte, die in seinem steifen Rahmen wirkten, messen konnte. Allgemein stellte er fest, dass bei höheren Faser-

gehalten die Steifigkeit erhöht und somit die maximale Durchbiegung reduziert wurde. Dementsprechend wurden die gemessenen Kräfte in der Wandebene (in-plane loads), in Form der günstig wirkenden Membranwirkung durch steifere FWW reduziert, wie Abbildung 3.34 zeigt. Diese wichtige Erkenntnis soll in dieser Arbeit im Bemessungsansatz darin berücksichtigt werden, dass die Rückstellkraft aus der Membranwirkung von dem Kraft-Verformungsverhalten der Verstärkung abhängt. Bei seinen Untersuchungen stellte sich die Lagerungsart als der entscheidende Parameter heraus. Es hing davon unter anderem auch der Verstärkungseffekt im Hinblick auf die Tragfähigkeit einer Wand ab. Bei freier Verdrehbarkeit der Auflager, was bei schlanken Wänden der Fall sein wird, beobachtete er Verstärkungswerte von bis zu 325 %, während bei starrer Einspannung nur 25 % erreicht werden konnte.

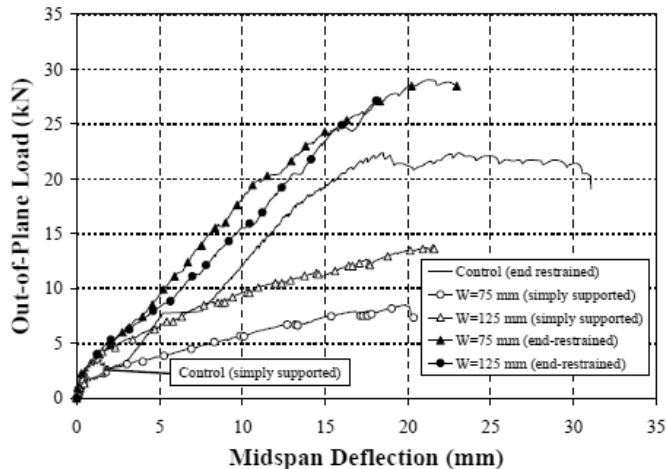


Abb. 3.35: Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Auflagerungsart aus [87]

John Vandergrift et al. [241] führte analog zu den drei Wänden, die schon im Kapitel zuvor beschrieben wurden, auch drei Wandbiegeversuche mit Kohlefaserverstärkungen im Anbringungswinkel von 0° , $0^\circ/90^\circ$ und $\pm 45^\circ$ durch. Er stellte einen Verstärkungsgrad bei günstigster Faserorientierung von 0° von 3400% fest. Die Dehnungen der Fasern betragen im Maximum 0,32%.

Hoepfner et al. [104] (2002) untersuchten das Verhalten von sechs mit einem Airbag belasteten Biegewände, die mit Kohlefaserstreifen verstärkt wurden. Dabei wurden die Lamellen in den angrenzenden Betonbauteilen verankert. Der Verstärkungseffekt bei Verankerung betrug ca. das 15-fache im Vergleich zum unverstärkten Mauerwerk.

Kuzik et al. [130] (2003) erweiterten die Arbeit von Albert et al. [6], indem sie eine zusätzliche Stahlbewehrung in ihren acht Wandversuchen einsetzten und die Belastung zyklisch durchführten. Als Variationsparameter wurden die axiale Last, der Stahlbewehrungsgrad und die Menge der Glasfaserbewehrung variiert. Dabei spielte bei ihnen nur der Bewehrungsgrad eine große Rolle.

Mosallam [154] (2006) prüfte in vier 2,64 m x 2,64 m x 0,1 großen Vollziegelwänden die Effektivität von drei unterschiedlichen Verstärkungslösungen. Dazu belastete er die horizontal liegenden Wände von unten mit einem Wasserkissen auf einachsige Biegung, so dass keine Eigengewichtsbelastung in der Wandebene wirkte. Der Verstärkungseffekt von bis zum 11 fachen wurde in allen Fällen durch Delamination in der Steinhaut begrenzt. Dadurch stellte sich heraus, dass die Art des unterschiedlichen Fasermaterials hier fast keine Rolle spielte. Auch die Durchbiegungen konnten im Vergleich zu der unverstärkten Wand auf ca. das doppelte gesteigert werden und variierte in nur geringem Maß unter den verschiedenen Faserprodukten.

Tabelle 3.4: Übersicht der Versuchsparameter nach [154][90]

Wand	Klebstoff	Dicke FVW [mm]	Max. Last [kPa]	Durchbiegung [mm]
Unverstärkt	-	-	6,5	45
E-Glas-Verstärkung	Epoxidharz	1,143	75,3	92
Carbon-Verstärkung 0°	Epoxidharz	0,584	74,4	87
Carbon-Verstärkung 0°/90°	Epoxidharz	0,584	60,6	98

Papanicolaou und Triantafillou [164] (2007) griffen den Gedanken von Kolsch [125] wieder auf und untersuchten textil bewehrte Mörtel an Wandausschnitten aus Lochziegelsteinen. In zwei Testserien testeten sie 5 vertikale Wandausschnitte (siehe Abbildung 3.36) und 5 horizontal verlaufende Ausschnitte mit FVW. Mit den Enden verdrehbar gelagert, wurden diese im „Drei-Punkt-Biegeversuch“ zyklisch belastet. Als Verstärkung wurde ein 168 g/m² schweres bidirektionales Kohlefasergewebe zwei- und einlagig mit einem polymermodifizierten Zementmörtel sowie einem 2-Komponenten-Epoxidharz aufgebracht. Durch die verschieden orientierten Wandausschnitte wurden bei der Biegung die Steine in der starken (8,9 MPa) und schwachen Richtung (3,7 MPa) belastet. Beim Vergleich der unterschiedlichen Orientierung wurde bei der Klebemethode eine den Steinfestigkeiten proportionale Tragfähigkeit beobachtet. Durch die höhere Traglast bei Verwendung des Zementmörtels war diese Feststellung nur tendenziell der Fall.

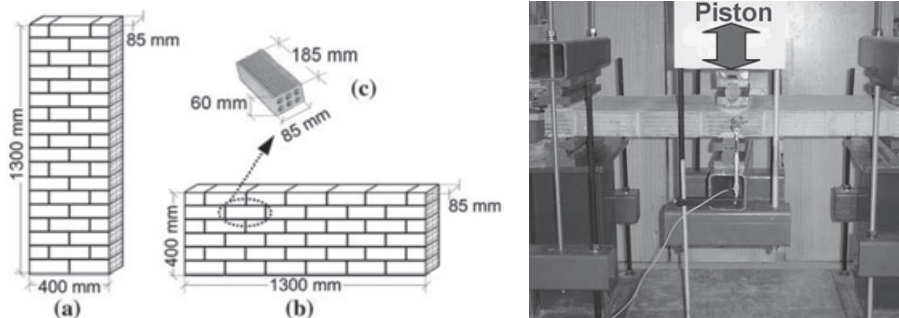


Abb. 3.36: Wandausschnitte bei Belastung senkrecht zur Lagerfuge a) und parallel zur Lagerfuge b) (links), Versuchsaufbau des Drei-Punkt-Biegeversuchs (rechts) aus [164]

Tabelle 3.5: Übersicht der Versuchsergebnisse aus [164], (Parameterbezeichnung: C für unverstärkter Kontrollversuch, R steht für resin (2-Komp.-Harz) und M für Mörtel, 1 bedeutet einlagiges und 2 zweilagiges Textil) [90]

Versuch	Maximale Last [kN]		Durchbiegung bei Versagen [mm]		Versagensart
	Druck	Zug	Druck	Zug	
A-C	~ 0,66	-	-	-	Eigengewicht
A-R1	10,02	9,28	4,45	11,14	Steinversagen
A-R2	12,94	11,72	3,75	4,35	Steinversagen
A-M1	12,22	10,02	10,73	11,03	Steinversagen
A-M2	15,15	12,45	6,05	6,25	Steinversagen
B-C	3,36	-	0,99	-	Steinversagen
B-R1	21,45	17,82	9,90	11,02	Textilversagen
B-R2	26,15	18,81	7,11	7,11	Steinversagen
B-M1	18,31	14,42	12,92	9,45	Delamination
B-M2	29,52	21,97	9,92	12,59	Steinversagen

Beim Vergleich der Verstärkungsmethoden ergaben sich bei Steinversagen mit der Mörtelmatrix sowohl höhere Traglasten als auch höhere maximale Durchbiegungen. Trat Zugversagen ein, konnte nur eine günstigere Durchbiegung beobachtet werden. Bemerkenswert ist, dass man mit höherem Bewehrungsgrad die Traglast nur gering steigern konnte (ca. 20%), während dabei die Verformbarkeit durch sprödes Steinversagen speziell bei Verwendung einer steifen Klebstoffverbindung stark abnahm.

3.3.5 Untersuchungen an out-of-plane belasteten Wänden - dynamisch

Der Vielzahl von statischen und zyklischen Untersuchungen stehen nur sehr wenige dynamische Experimente gegenüber. Mauerwerkswände mit Verstärkungen, die out-of-plane und dynamisch getestet wurden, sind dem Autor nicht bekannt. Im Folgenden sollen jedoch die Erkenntnisse von unverstärktem Mauerwerk zusammengefasst werden, die bei Rütteltischversuchen gewonnen wurden.

Ewing und Kariotis [83], (1981) bilden mit ihrer großen experimentellen Kampagne während des ABK Joint Venture die Grundlage für die Bewertung von dynamisch auf Plattenbiegung beanspruchte Wände. Aus ihren Erkenntnissen wurden die Gleichungen der amerikanischen Normen (FEMA 356, ASCE 440, [3]) abgeleitet. Die Hauptparameter, die ihre Wände beeinflussen waren die Schlankheit (h/t), das bezogene Gewicht (Gewicht/Wandhöhe) und die maximale Geschwindigkeit am Boden bzw. oberen Wandende. Basierend auf ihren Erkenntnissen werden die maximale spektrale Beschleunigung und die Schlankheit in den Normen begrenzt.

Griffith et al [93] (2004) testen in einem dynamischen Versuchsaufbau 14 einachsig tragende Mauerwerkswände. Die 1,5 m hohen Ziegelwände hatten mit einer Dicke von 50 mm und 150 mm eine Schlankheit h/t von 30 und 13,6. Mit sechs Federn wurde eine vertikale Normalkraft eingeleitet, so dass verschiedene Spannungen von 0, 0.075 und 0.15 N/mm² aufgebracht werden konnten. Die Durchführung der Versuche erfolgte mit statischen Tests, harmonischer Anregung und Eigenschwingungsanregung, Impulstests und Erdbebetests.

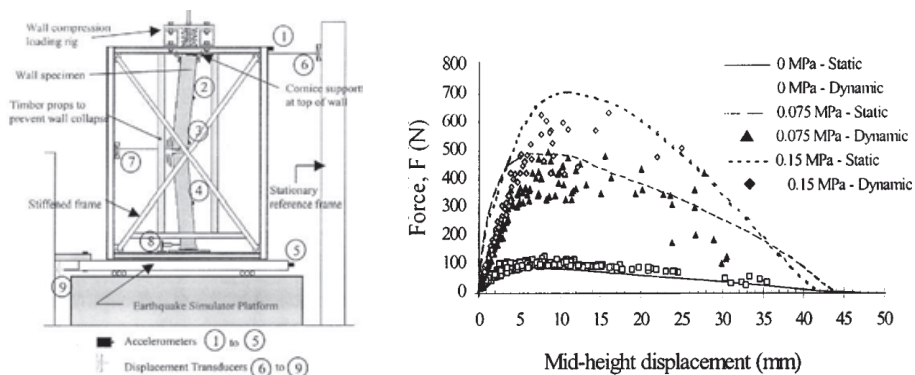


Abb. 3.37: Versuchsaufbau (links), Versuchsergebnisse (rechts)

Beim Vergleich der Durchführung von statischen und dynamischen Tests wurde festgestellt, dass bei geringer Auflast die Übereinstimmung beider Ergebnisse gut war und diese mit zunehmender Auflast stärker variierten. Insgesamt waren die Übereinstimmungen aber recht gut. Mit der Beobachtung, dass der Kollaps mehr von der Verschiebung abhing als mit der Beschleunigung einherging, gaben sie die Empfehlung Bemessungen verschiebungsbasiert durchzuführen. Dieser Ansatz wird auch in der vorliegenden Arbeit verfolgt.

Meisl [148] (2006) testete auf einem Rütteltisch vier 4,25 m x 1,5 m x 0,355 m große dreischalige unverstärkte Mauerwerkswände aus kleinformatigen Ziegelsteinen. Dabei variierte er die Mörtelfestigkeiten und die Verarbeitungsqualität, welche allerdings keine entscheidende Rolle bei Auswertung der Ergebnisse später spielten. In den Hysteresekurven stellte er eine starke Abnahme der Steifigkeit nach den ersten Rissen fest. Gleichzeitig wurden keine Erhöhungen der maximalen Beschleunigungen mehr gemessen. Des Weiteren stellte er fest, dass bei weichem Boden größere Out-of-plane-Schäden resultierten als bei festerem Untergrund. Im Hinblick auf die Bemessung einer Wand unter Erdbebenbelastung war die Ermittlung des Beschleunigungsverlaufs über die Wandhöhe von Interesse. Es zeigte sich eine Kurve analog der Momentverteilung eines doppelseitig eingespannten Balkens.

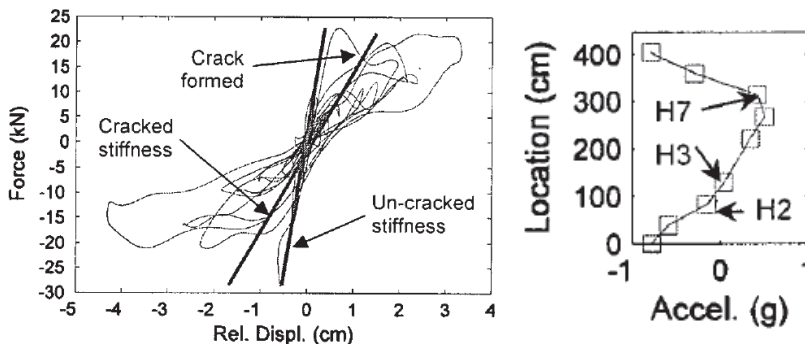


Abb. 3.38: Hysteresekurve mit unterschiedlichen Steifigkeiten in gerissenem und ungerissenem Zustand (links), Beschleunigungsverteilung über die Höhe (rechts)

Dazio [43] (2008) führte sechs Rütteltischversuche an 2,4 m x 1,2 m großen Wänden unterschiedlicher Dicken von 125 mm bis 200 mm durch. Als Variationsparameter wählte er fünf verschiedene Lagerungsarten, vier Schlankheiten (19.2, 16, 13.7 und 12) und unterschiedliche Axiallasten.

Als Input wurde ein Stockwerksspektrum der vierten Etage eines vierstöckigen Hauses mit einer Periode von 0,5 s gewählt. Die Ergebnisse der mehrmals getesteten Prüfkörper zeigten, dass bei abnehmender Schlankheit für alle Lagerungsarten eine Zunahme der Traglast zu beobachten war.

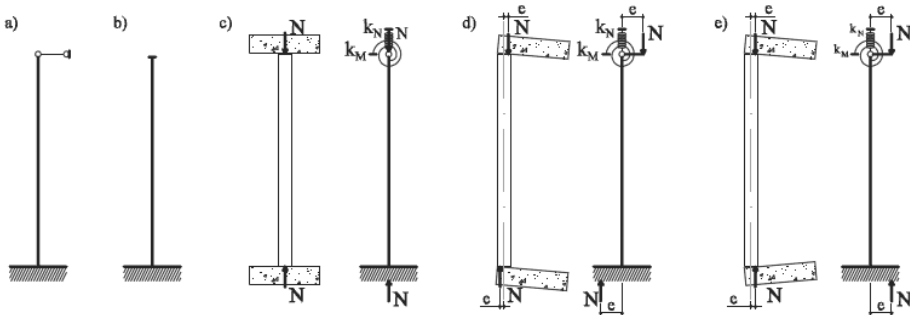


Abb. 3.39: Unterschiedliche Lagerungsbedingungen für die Versuchswände. a) Einfache Lagerung, b) Eingespannt, c) zentrisch belastet, d) versetzt belastet, e) exzentrisch belastet.

Im Vergleich zu der einfachen Lagerung, trat bei zunehmender exzentrischer Vorspannung ein früheres Versagen statt. Daher kommt er zu dem Schluss, dass die einfache Lagerung nicht in allen Fällen zu dem kritischsten Zustand führt, sondern dass dieser stark von den Lagerungsbedingungen und gleichzeitig dem Vorspannungsgrad abhängig ist.

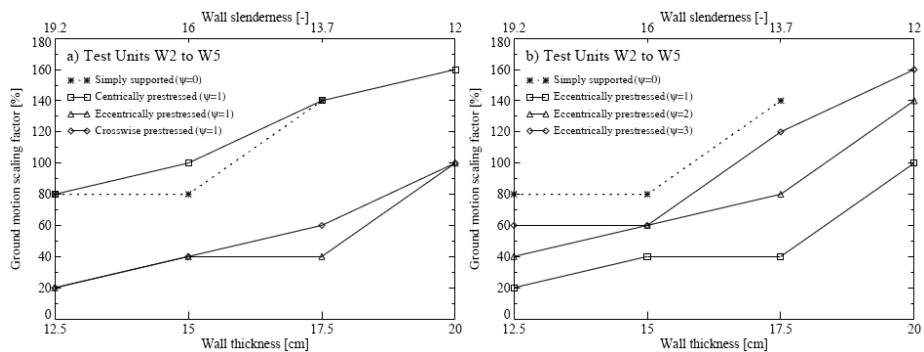


Abb. 3.40: (links) Traglaststeigerung in Abhängigkeit von der Wanddicke und der Lagerungsbedingung, (rechts) Traglaststeigerung in Abhängigkeit von der Wanddicke und dem Vorspannungsgrad bei exzentrischer Lagerung

3.3.6 Zusammenfassung

In der Vergangenheit wurden sehr viele Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk durchgeführt. Schwegler [200] untersuchte bereits 1994 diverse Faserverbundwerkstoffe zur Verstärkung des Schubtragverhaltens und Ehsani et al. verstärkten 1995 Mauerwerkswände, um die Biegetragfähigkeit zu erhöhen. Schon damals stellten sich die Glasfasergewebe und Kunststoffgewebe bei flächiger Applikation als sehr günstig heraus. Weitere Forschungsarbeiten basierten auf steifen Epoxidharzverklebungen von Fasern aus Aramid, Kohlenstoff, Glas und Kunststoff. Es stellte sich heraus, dass sich die Tragfähigkeit deutlich steigern ließ, jedoch das Versagen immer bei spröder Delamination eintrat. Der steife Klebeverbund wurde dadurch von dem Steinhautversagen beeinflusst. Ein weiterer Nebeneffekt war das allgemein sehr steife Bauteilverhalten. Trotz der Probleme sind Untersuchungen unter Verwendung von weichen Klebstoffen nur bei Pfeiffer und Gilstrap et al. zu finden, obwohl sich erwies, dass diese Klebstoffe große Vorteile gegenüber den harten Epoxidharzen aufweisen. Viele Untersuchungen gingen auch auf die Faserrichtungen ein, indem Streifenprodukte in verschiedenen Orientierungen aufgeklebt wurden. Dabei wurden auch die Fasergehalte variiert, um die Grenztragfähigkeiten zu erreichen. In Abhängigkeit des Ursprungslandes wurden verschiedene Steinarten auf ihre Verstärkungseignung hin ausgewählt. Zum Beispiel wurden in den USA, Kanada und Neuseeland vermehrt Betonsteine und Ziegelvollsteine untersucht, während in Italien Naturstein und Ziegelsteine im Fokus standen.

Eine neue Generation von Verstärkungslösungen war der von Kolsch [125] vorgeschlagene faserverstärkte Zementmörtel, der auch in modifizierter Art von Wallner [247], München [156], Papanicalou [164] und Tomazevic et al. [222] verwendet wurde. In den Ergebnissen zeigte sich vor allem eine wesentlich bessere Duktilität des verstärkten Mauerwerks. Tomazevic, der direkt Epoxidharz-verklebte Faserverstärkungen mit solchen in Zementmörtel eingebettet verglich, stellte sowohl eine höhere Last- als auch Duktilitätssteigerung im Vergleich zur Epoxidharzverklebung fest.

München [156] verwendete auch multidirektionale und hybride Faserprodukte, die in seinen Untersuchungen deutliche Vorteile gegenüber den üblichen biaxialen Faserprodukten zeigten.

Der größte Teil der Untersuchungen wurde an Schubwänden durchgeführt, die zumeist statisch zyklisch erfolgten. Turek [236] und ElGawady [79] führten ihre Untersuchungen dynamisch auf Rütteltischen durch. Es wurde festgestellt, dass sich unter dynamischer Einwirkung ein deutlich steiferes Verhalten der Wände abzeichnete als unter statisch-zyklischer Belastungsbedingung. Neben einigen dy-

namischen Untersuchungen an unverstärktem und out-of-plane belastetem Mauerwerk sind dem Autor keine dynamischen Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk bekannt. In den meisten Fällen wurde die vertikale Biegeachse untersucht, indem die Wände über die horizontale Lagerfuge klafften. Seltener hingegen wurde auch die horizontale Biegerichtung beachtet, die speziell für nicht-tragendes Mauerwerk von besonderer Bedeutung ist. Im Allgemeinen wurden für das Out-of-plane-Versagen so große Verstärkungseffekte erreicht, dass nach einer Verstärkung nicht mit Problemen gerechnet werden muss. Die grundlegende Frage, wie sich eine Verstärkung sowohl arbeitstechnisch als auch mechanisch in einer komplexeren Gebäudestruktur verhalten würde, konnte bis jetzt noch nicht beantwortet werden. Diesen Detailfragestellungen wurde unter Anderem in dieser Arbeit nachgegangen.

In folgender Matrix werden zusammenfassend nochmals die verwendeten Materialarten der zuvor erläuterten Untersuchungen verschiedener Autoren aufgelistet. Es wird deutlich, dass die Kunststofffasern bisher noch wenig untersucht wurden.

Faserart	Kohlefaser/Aramid		Glasfaser		Kunststofffaser	
	Matrix	Steine	Matrix	Steine	Matrix	Steine
	weich	steif	weich	steif	weich	steif
Ziegelsteine	Pfeifer	Schwegler	Tomazevic	Ehsani	Schwegler	Tomazevic
	Gilstrap	Triantafillou	Papanicalou	Velaquez	Reinhorn	
		Marshall		Pfeifer	Ehsani	
		Modallam			Jai	
		Gilstrap			Mosallam	
		Chuang				
		Hoepfner				
		Santa Maria				
		El Gawady				
		Tumialan				
Kalksandstein		Casareto				
		Pfeifer				
	Pfeifer	Wallner	Kolsch	Pfeifer	Wallner	Wallner
		Seim	Wallner		Pfeifer	Münich
						Münich
Naturstein		Aiello	Faella		Tomazevic	
		Tumialan				
Betonstein		Vandergrift	Tumialan		Hamoush	
		Albert			Hamilton	
					Hohlberg	
					Turek	
				Kuzik		
				Albert		

3.4 Eigene Verstärkungsmethoden mit Faserverbundwerkstoffen

3.4.1 Eigenschaften von Faserwerkstoffen

Zur Argumentation der Entscheidungsfindung, um geeignete Materialien und Methoden für eine Mauerwerksverstärkung auswählen zu können, werden im Folgenden die zur Verfügung stehenden Möglichkeiten aufgelistet und bewertet.

Die grundsätzliche Entscheidung, warum man Fasermaterialien einsetzt, liegt in zwei Sachverhalten begründet. Zum einen erhält man einen sehr dünnen Werkstoff, der die Geometrie eines Bauteils nicht verändert und zum anderen ändern sich die Materialeigenschaften gravierend, wenn aus Werkstoffen Fasern hergestellt werden. Von den Auswirkungen sind sowohl der E-Modul als auch die Zugfestigkeit betroffen. Je nach Werkstoff erhält man unterschiedlich hohe Festigkeitswerte für kompaktes Material größerer Abmessungen im Vergleich zu kleineren Querschnitten. Demnach erhält man je kleiner der Faserquerschnitt ist umso höhere Festigkeitswerte. In [73] ist folgende Übersicht gegeben, die eindeutig die Effizienz der Fasermaterialien in dieser Hinsicht widerspiegelt.

Tabelle 3.6: Experimentelle Materialeigenschaften verschiedener Werkstoffe in Abhängigkeit der Querschnittsgröße nach [73]

Material	E-Modul [N/mm ²]		Zugfestigkeit [N/mm ²]	
	experimentell		experimentell	
	Fasergröße	kompakt	Fasergröße	kompakt
Polyethylen	100.000	1.000	1.500	30
Polypropylen	20.000	1.600	1.300	38
Polyamid	5.000	2.000	1.700	50
Glas	80.000	70.000	4.000	55
Stahl	210.000	210.000	4.000	1.400
Aluminium	76.000	76.000	800	600

Als Erzeugnisse stehen verschiedene Produkte zur Auswahl. Unendlich lang herstellbare Filamente oder Elementarfasern mit einem Durchmesser von 5 bis 27 µm werden gebündelt mit (Garn) oder ohne Verdrillung (Roving) zu Faserprodukten weiterverarbeitet. Mit diesen Garnen oder Rovings werden Vliese, Matten, Geflechte, Gelege, Lamine, Gestricke, Gewirke, Gewebe oder Flächengebilde hergestellt. Vliese sind sehr leichte ca. 20 – 50 g/m² schwere nicht verwobene Gebilde

aus Glas- oder Thermoplastfasern und mehr geeignet für die Verhinderung von feinen Rissen oder dem Verstärken von Feinschichten. Matten wären mit Gewichten von ca. 100-900 g/m² besser zur Mauerwerksverstärkung geeignet, sind aber durch ihre Verklebung mit Binder sehr steif und dadurch schlecht verarbeitungsfähig. Ähnliches gilt für Lamine, wobei diese in der Literatur häufig eingesetzt werden. Da sie jedoch nur unidirektionale Faserausrichtungen haben und daher in Streifen angebracht werden müssen, kommen sie hier nicht weiter in Erwägung. Für eine vollflächige Lösung verbleiben daher zur Verwendung nur die Gewebe und Flächengebilde, mit mehreren möglichen Faserrichtungen.

Gewebe bestehen aus sich kreuzenden Kett- und Schussfäden und bieten eine bidirektionale Verstärkungsmöglichkeit. Durch die wellig verlaufenden Fäden werden die mechanischen Eigenschaften negativ beeinflusst. Um diesen Effekt zu minimieren können nichtverdrillte breite Rovings eingesetzt werden, die die Welligkeit und den Biegeradius minimieren.



Abb. 3.41: Verschiedene Webtechniken von flachen Rovings, die zu sehr dünnen Gebilden führen, aus [73]

Als Nebeneffekt erhält man dadurch ein wesentlich dünneres, besser verformbares Gewebe. Des Weiteren begünstigt diese Form die Imprägnierungsmöglichkeit, da im Vergleich zu runden Querschnitten bei gleicher Querschnittsfläche die Eindringung leichter möglich ist. Für körnige Materialien ist bei flächiger Ausbildung keine Umschließung der Fasern möglich, weshalb hierfür nur feine Klebstoffe geeignet sind.

Textile Flächengebilde sind die Produkte mit der größten Variationsvielfalt und Flexibilität in der Ausführung. Durch das Übereinanderlegen von verschiedenen Fasermaterialien in verschiedenen Orientierungen ist es möglich, sogenannte hybride multidirektionale Flächengebilde herzustellen. Dadurch kann man die Festigkeit des Textils in nahezu alle Richtungen festlegen. Die Kreuzungen der Fasern könnten durch Imprägnierungen oder mit feinen Garnen weich fixiert werden und sind dadurch sehr beweglich und gut weiterverarbeitbar. Die beschriebenen Vorteile für Flächengebilde und Gewebe sind der Grund, weshalb diese beiden Arten für die weiteren späteren Untersuchungen ausgewählt wurden. Allgemein

werden verschiedene Fasermaterialien wie E-Glasfasern, AR-Glasfasern, Aramidfasern, Basaltfasern, Kohlenstofffasern, Naturfasern und Kunststofffasern eingesetzt. Alle diese Werkstoffe haben ihre Vor- und Nachteile und werden zunehmend nach dem Hauptkriterium, dem Preis, ausgewählt. Folgende Tabelle zeigt die preislichen Unterschiede auf, die Grund für die häufige Benutzung von Glasprodukten ist.

Tabelle 3.7: Preisübersicht verschiedener Fasermaterialien aus [73] und von mehreren Produktherstellern

Faserwerkstoff	Preis in €/kg (2005)	Preis in €/kg (2012)
E-Glas	2-3	1,15 – 1,3 ¹
AR-Glas	-	3,5 – 3,9 ¹
Aramid	20-30	-
Kohlenstoff		
- HT	20	19 – 21 ¹
- HM	100	80 – 100 ¹
- Spezialtyp	100 – 1000	-
Bor	350	-
Basalt	-	4 US\$ (CN) ¹

¹ Angaben gesammelt von verschiedenen Herstellern

Die bedeutendsten unter den **Glasfasern** sind E-Glasfasern, R-Glasfasern und AR-Glasfasern. Günstiges E-Glas hat mit 90% [73] den größten Marktanteil und hat im Unterschied zu dem R-Glas eine bis zu 40% niedrigere Festigkeit. AR-Glasfasern werden mit teurem Zirkonium veredelt und durch die sehr gute chemische Beständigkeit des Zirkoniums besonders alkaliresistent, so dass diese Fasern theoretisch auch in Betonbauteilen eingesetzt werden könnten. Die hohen Festigkeiten von Glas kommen von den kovalenten Bindungen zwischen Silizium und Sauerstoff, werden aber auch von den zugesetzten Metalloxiden beeinflusst.

Als besondere Eigenschaft soll hier noch die Isotropie erwähnt werden, denn sowohl der E-Modul als auch die Festigkeit der Fasern sind senkrecht und längs der Faserrichtung identisch. Unter elastischen Eigenschaften lässt sich Glas ca. 3 % bis zum Bruch dehnen und verändert dieses Verhalten auch bis ca. 250 °C nicht. Mit einem Temperaturdehnungskoeffizienten von ca. $5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ hat Glas ungefähr den gleichen Materialkennwert wie Mauerwerk und Mörtel. Das Problem bei der Dauerhaftigkeit ist die Empfindlichkeit gegen alkalische Milieus (zum Beispiel im Mörtel), die zu einer Versprödung und Zerstörung führen. Verschiedene Studien [180], [208] zeigten, dass bereits nach 28 Tagen starke Zersetzungen der Fasern

unter einer NaOH - bzw. $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung stattfinden, wenn die Fasern CaO (bzw. NaO) aus der Calciumhydroxidlösung absorbieren.

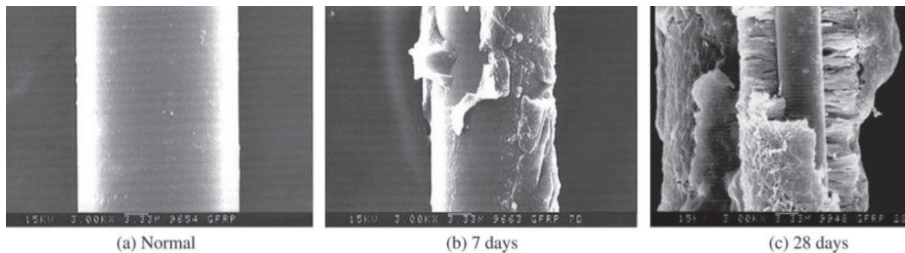


Abbildung 3.42: Zustand einer Glasfaser in einer NaOH-Lösung aus [208]

Aramidfasern sind durch kovalente Bindungen entlang der Faserachse gebunden, die durch ihre Orientierung zu einer geringen Querdruckfestigkeit führen. Bei der zu beobachtenden Anisotropie ist vor allem die Druckempfindlichkeit zu beachten, die bei zyklischer Beanspruchung problematisch sein könnte. Wie bei Glas sind die Fasern in Rovings und Garnen verfügbar und mit einer Dichte von $1,45 \text{ g/cm}^3$ ist Aramid die leichteste Verstärkungsfaser. Durch Recken der Fasern können verschiedene E-Moduli eingestellt werden (HM – high modulus, LM – low modulus), die gewöhnlich zwischen 80.000 und 190.000 N/mm^2 variieren. Im ungereckten Zustand liegt die Bruchdehnung bei 4% , was zusammen mit der Zähigkeit und den hohen Dämpfungseigenschaften ideal für eine Mauerwerksverstärkung wäre. Problematisch wirkt sich die Empfindlichkeit gegen Feuchtigkeit, UV-Strahlung und Temperatur auf das mechanische Verhalten aus. Neben diesen vielen Gegenargumenten spielt der Preis die ausschlaggebende Rolle, dass dieses Material nicht weiter in Erwägung kommt.

Verschiedene Produktionsverfahren von **Kohlenstofffasern** machen ein breiteres Angebotsspektrum mit unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften möglich. So werden die C-Fasern nach aufsteigender Steifigkeit in HT – Fasern (high tenacity), IM – Fasern (intermediate modulus), HM – Fasern (high modulus) und UHM – Fasern (ultra high modulus = ultrasteif) eingeteilt [73]. Vor allem die Behandlungstemperaturen von bis zu 3000° bestimmen die Zugfestigkeit und den Zug-E-Modul, die tendenziell mit steigender Temperatur zunehmen. Analog steigt allerdings auch der Preis für die Fasern, der bei ca. 19 €/kg (2012) beginnt.

Sehr günstig wirken sich die hohen Festigkeitswerte von $1500\text{-}5000 \text{ N/mm}^2$ auch bei Temperaturen von bis zu 500°C und die sehr gute Korrosionsbeständigkeit aus. Dagegen unpraktisch sind die elektrische und thermische Leitfähigkeit, wenn der Werkstoff in Fassaden verbaut wird. Des Weiteren muss die erhöhte Knickgefahr des anisotropen Materials bei der Verarbeitung berücksichtigt werden. Des

Weiteren spielt auch der negative Temperaturdehnungskoeffizient von $-0,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ für die Dauerhaftigkeit eine Rolle.

Einer der neuesten Faserwerkstoffe ist **Basalt**. Obwohl es ihn schon seit ca. 30 Jahren gibt, ist man erst jetzt in der Lage die Basaltfasern als kommerzielle Qualitätsprodukte anzubieten. Bezüglich ihrer Eigenschaften sind sie dem Glas am ähnlichsten, wobei sie sehr gut gegen Wasser, UV-Strahlung, organische und anorganische Säuren sowie gegen andere aggressive Substanzen durch ihre natürliche, inerte Gesteinsbasis beständig sind. Die Resistenz gegen Alkalien ist jedoch gering und mit derjenigen von Glas vergleichbar. Dies zeigten Untersuchungen von Sim et al. [208], die Basaltfasern in NaOH-Lösungsbäder legten. Nach 28 Tagen hatten die Basaltfasern nur noch ca. 20% der ursprünglichen Festigkeit.

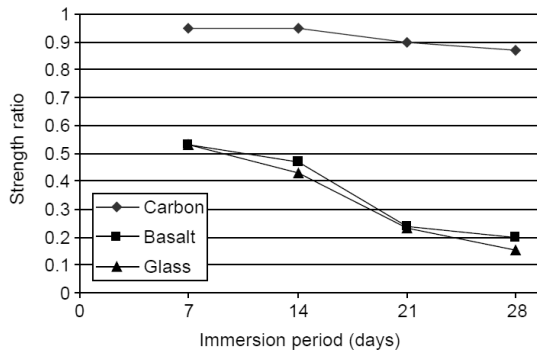


Abbildung 3.43: Festigkeitsverlust verschiedener Fasern nach Lagerung in einer NaOH-Lösung in Abhängigkeit der Expositionszeit aus [208]

Als **Kunststofffasern** werden vor allem Polyester, Polypropylen und Polyethylen verwendet, die sich durch ihre besonders hohen Bruchdehnungen und gute chemische Beständigkeit auszeichnen. Nachteilig wirken sich erhöhte Temperaturen, Feuer und UV-Strahlung auf diese Materialien aus, die bei Einbettung in mineralische Matrix weitestgehend in den Griff zu bekommen sind.

Eine andere zu Unrecht vernachlässigte Kategorie von Werkstoffen sind die **Naturfasern** wie zum Beispiel Hanf, Flachs (Lein), Jute, Sisal, Tierhaare und Baumwolle. Hanf und Flachs können durchaus 1/5 der Festigkeit von Glasfasern erreichen, während sie bei einer Dichte von $1,45\text{-}1,48 \text{ g/cm}^3$ mit der Leichtigkeit von Aramid konkurrieren können. Ihre geringe Steifigkeit und Bruchdehnungen um 2 % wären durchaus ein zu empfehlendes Material für die Verstärkung von Mauerwerk [189].

Tabelle 3.8: Fasermaterialvergleich der entscheidenden Parametern

Faser	Vorteile	Nachteile
Glas	Isotropie $\sigma_{ } = \sigma_{\perp}$, $E_{ } = E_{\perp}$	alkalisch nicht beständig
	Ausdehnungskoeffizient ähnlich wie Mauerwerk und Mörtel	Festigkeitsabfall unter Dauerbeanspruchung
	nicht brennbar	
	hohe Bruchdehnung	
	niedriger Preis	
Aramid	sehr leichte Faser $\rho=1,45\text{g/m}^3$	Anisotropie $\sigma_{ } \gg \sigma_{\perp}$, $E_{ } \gg E_{\perp}$
	hohe Bruchdehnung, ca. 4%	schlechte Haftung
	gute Dämpfungseigenschaften	geringe Druckfestigkeit
		Neigung zur Feuchteaufnahme
		Festigkeitsabfall bei UV-Strahlung
		Querdruckempfindlichkeit
Kohlenstoff	sehr hohe Festigkeit	Anisotropie $\sigma_{ } \gg \sigma_{\perp}$, $E_{ } / E_{\perp} = 28$
	sehr gute Temperatur-beständigkeit bis 500°C	elektrisch leitend
	korrosionsbeständig	Knickempfindlichkeit
		brennbar
		hoher Preis
Basalt	chemisch inert	Verfügbarkeit
	UV beständig	hoher Preis
	100% natürlich	alkalisch nicht beständig
	ungiftig	
	recyclbar	
Kunststoff	Korrosionsbeständigkeit	Festigkeitsabfall bei UV-Strahlung
	Sehr hohe Bruchdehnung	brennbar
	Vielfältigkeit	niedrige Festigkeit
	geringer Preis	

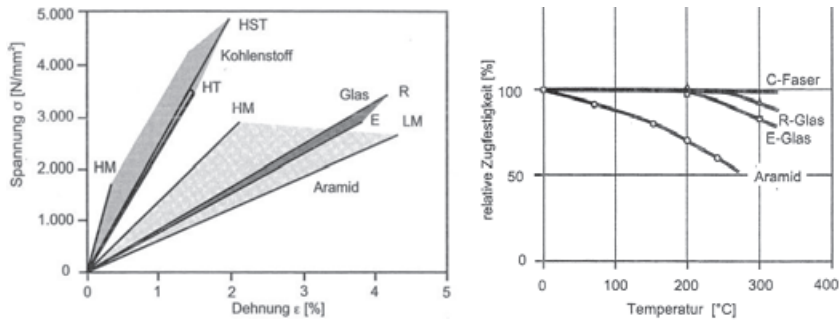


Abb. 3.44: Spannungs-Dehnungsbereiche verschiedener Fasermaterialien (links), Zugfestigkeits-Temperaturverläufe verschiedener Fasermaterialien (rechts) aus [73]

Sollten die Probleme wie begrenzte Faserlänge, Feuchtigkeitsempfindlichkeit, Einfluss der Wachstumsbedingungen auf die mechanischen Eigenschaften durch technische Weiterverarbeitung gelöst werden, hätte man sehr nachhaltige Werkstoffe vor allem in Hinblick auf Energieeffizienz zur Hand. In dieser Arbeit wird nicht weiter auf diese Fasergruppe eingegangen, jedoch wurde die Verwendung in Erwägung gezogen. Zur Vertiefung wird auf die Literatur von [73] und [189] verwiesen. In Tabelle 3.8 sind die Vor- und Nachteile der verschiedenen Fasermaterialien im Hinblick auf ihre Verwendung bei einer Mauerwerksverstärkung als Übersicht zusammengefasst.

Neben den genannten Vor- und Nachteilen sind vor allem der Spannungs-Dehnungs-Verlauf und der Preis die Hauptkriterien, nach denen das Fasermaterial ausgewählt wird. Ohne den preislichen Hintergrund bzw. jenen der Verfügbarkeit hat auch die Basaltfaser große Vorteile zu bieten. Die Glasfaser hat im Vergleich zu Kohle-, Kunststoff- und Aramidfasern ein geringes Variationsspektrum, aber eine vergleichsweise ausreichend hohe Festigkeit und Bruchdehnung. Neben der Temperaturbeständigkeit im gewöhnlichen Temperaturfenster einer Fassade spielt der niedrige Preis das Hauptargument für ihre Verwendung in dieser Arbeit. Neben Glas- werden auch Polypropylenfasern eingesetzt, weil sie im Gegensatz zu den anderen Materialien eine sehr hohe Dehnbarkeit besitzen, die zur Duktilitätserhöhung im Nachbruchbereich benötigt wird.

Da allgemein die einzelnen Faserfilamente sehr dünn sind und die Querschnittsflächen nur schwer messbar sind, wird die Tex-Zahl T_x [g/km] der Fasern zu Hilfe genommen. Sie beschreibt das Gewicht pro Filamentlänge, so dass über die Wichte ρ [g/cm³], eine Querschnittsfläche A_{Faser} [mm²/m] ermittelt werden kann:

$$A_{\text{Faser}} = \frac{T_x}{\rho \cdot 1000} \quad (\text{Gl. 3.1})$$

Für die flächigen Faserprodukte ist zusätzlich die Faseranzahl pro Länge N_f notwendig, um die Faserquerschnittsfläche pro Textilabschnitt A_{rt} [mm²/m] zu beschreiben

$$A_{\text{rt}} = \frac{T_x \cdot N_f}{10 \cdot \rho} \quad (\text{Gl. 3.2})$$

3.4.2 Matrixwerkstoffe

Die Aufgabe der Krafteinleitung und Querleitung zu den Fasern wird durch eine verbindende und schützende Matrix übernommen. Für die Fasereinbettung in eine Matrix, die als Verbindungsglied zwischen Faserwerkstoff und Mauerwerk fungiert, bestehen sehr viele mögliche Optionen. Die häufigste Methode sind künstlich verklebte Verstärkungen, die in der Literatur sogenannten „Fiber Reinforced Plastics“ (FRP's).

Die Entwicklung der ersten synthetischen Kunststoffe wurde durch den Bedarf für ein günstigeres Substitut für den Schellack eingeleitet, als in der Zeit der boomenden Elektronikindustrie das natürliche Harz der Schildlaus *Kerria Iacca* knapp und unbezahlbar war. Die Geschichtsschreibung benennt Leo Hendrik Baekeland (1863 – 1944) im Jahr 1907 als den Erfinder dieser Kunststoffe, als er bei seinen Experimenten aus Phenol und Formaldehyd das sogenannte „Bakelit“, einen der ersten stabilen Kunststoffe, herstellte.

Jedoch sollte man in Bezug auf die FRP's den Nobelpreisträger Johann Friedrich Wilhelm Adolf von Baeyer (1835 – 1917) nicht vergessen, der schon vor Baekeland 1872 Phenol und Formaldehyd zu Phenolharzen mischte, diese aber nicht verwenden konnte, weil sie für seine Zwecke „zu klebrig“ waren [177]. Die heutigen Kunststoffe bzw. Klebstoffe unterscheiden sich nach einer über hundertjährigen Entwicklung durch eine Vielzahl von neuen verfügbaren chemischen Stoffen und werden nach den drei Hauptgruppen der Duroplaste, Thermoplaste und Elastomere unterschieden

Die heute zur Anwendung kommenden Klebstoffe werden nach dem prinzipiellen Reaktionsvorgang in physikalisch abbindende Klebstoffe und chemisch härtende Klebstoffe eingeteilt. Zur ersteren Gruppe gehören die lösemittelhaltigen Nassklebstoffe, Kontaktklebstoffe und Dispersionsklebstoffe. Vor allem wässrige Dispersionsklebstoffe haben verschiedene Vorteile, die sie zu geeigneten Matrizen machen. Hier spielt vor allem die Wasserbasis auf die Verarbeitbarkeit eine entscheidende Rolle, denn mit Leitungswasser ist die gewünschte Viskosität, hier als Kennzahl

für die Verarbeitbarkeit verwendet, einstellbar. Im Gegensatz zu Lösungsmittelklebstoffen besteht nach heutigen Erkenntnissen kein Risiko von gesundheitsschädlichen Ausdünstungen giftiger Stoffe, wenn Sie im Wohnraum eingesetzt werden. Ebenso entscheidend ist die Vermeidung der Brand- und Explosionsgefahr bei Lösemittelfreiheit. Die Frost- und UV-Empfindlichkeit sind der Grund, weshalb die wasserbasierenden Klebstoffe nur für die Innenapplikation verwendet werden sollten. In dieser Arbeit werden für diesen Bereich der Anwendung duktile wasserbasierende Dispersionsklebstoffe eingesetzt.

Die andere Gruppe der chemisch härtenden Klebstoffe untergliedern sich nochmals in die Polymerisations-, Polykondensations- und Polyadditionsklebstoffe. Zur Polymerisation gehören die eingesetzten Reaktionsharze wie ungesättigte Polyesterharze (UP-Harze), Vinylesterharze (VE-Harze), Phenolharze (PF-Harze) und Methacrylatharze (MA-Harze). Polyaddition wird durch Härter der Isocyanatharzen und Epoxidharze (EP-Harze) eingeleitet, indem zwei Komponenten, bestehend aus Harz und Härter, gemischt werden, um die Festigkeitsentwicklung zu initiieren. Nach der chemischen Reaktion entsteht dann ein sehr hochfestes und steifes Duroplast mit sehr guten Verbundeigenschaften zur Faser und zum Untergrund. Wie aus Kapitel 3.3 ersichtlich, werden für Verstärkungszwecke hauptsächlich die Epoxidharze verwendet. Die Vorteile von sehr guter chemischer Beständigkeit, gutem Faserverbund und mechanischen und dynamischen Eigenschaften machen das Material zum geeigneten Veredelungswerkstoff für Faser und Matrix.

Epoxidharz hat aber auch bei der Anwendung an Gebäudefassaden diverse Nachteile und wird daher in Reinform nur zu Vergleichszwecken verwendet. Problematisch ist vor allem die Versiegelung der Außenhülle bei Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahlen von $\mu=10000$ (Epoxidharze) bzw. $\mu=825$ (Epoxidmörtel) [207], [248], wenn EP-Harz vollflächig auf der Fassadenoberfläche angewendet wird. Dies kann zu Schimmelbildungen in Wänden führen, wenn zuvor eingedrungene Feuchtigkeit durch eine neue Wasserdampfsperre eingeschlossen wird. [147]. Gesundheitliche Probleme können bei der Verarbeitung in Form von Hautreizungen, Asthma und Allergien ausgelöst werden. Des Weiteren bestehen EP-Harze zum Großteil aus Bisphenol A (BPA), das aus einer Fassade durch starke Belastungen von Frost, Karbonatisierung, Temperaturschwankungen und Schlagregen ausgewaschen werden und in größeren Mengen in den Wasserkreislauf gelangen könnte. Besonders auf die Problematik der gesundheitsschädigenden Wirkung von BPA soll hier hingewiesen werden. Einige Wissenschaftler sagen ihm nach, eine schädigende Wirkung im endokrinen System des Menschen zu verursachen, die beginnend von Hormonstörungen über Schädigung der Leber und Lunge bis zu Diabetes Typ 2 und Krebs führen kann [177]. Daher wird in dieser Arbeit

versucht, ein Substitut für Epoxidharz zu finden, das in dieser Hinsicht als unproblematisch gilt.

Eine andere Kategorie von Matrices sind die mineralischen Werkstoffe wie Putze, Mörtel und kunststoffmodifizierte Mörtel auf Zement-, Lehm-, Gips- oder Kalkbasis. Bei dieser Gruppe spielt bei der Auswahl vorzugsweise die Biegezugfestigkeit bzw. der damit korrelierende Druckfestigkeitswert eine Rolle. Aufgrund der Tatsache, dass allgemein der Abschluss des Wandaufbaus sowieso mit einem dieser Putze versehen wird, ist es sinnvoll, Systeme mit Matrices auf dieser Basis zu verwenden. Es müssen aber im Besonderen die Verbundfestigkeiten sowohl zum Steinuntergrund als auch zum Faserprodukt selbst und zusätzlich auch die Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahlen berücksichtigt werden, die in folgender Tabelle zur Bewertung und Auswahl zusammengefasst wurden.

Tabelle 3.9: Vergleich der Eigenschaften verschiedener Materialien im Hinblick auf ihre Eignung als Verbundmatrix (* Richtwert der Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahl μ nach DIN V 4108-4 u. DIN EN ISO 10456 aus [248]; ** -schwacher Verbund, -- sehr schwacher Verbund, + guter Verbund, ++ sehr guter Verbund)

Material	Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahl μ *	Verbund zur Faser **	Verbund zum Stein **
Beton	80/130	--	+
Putzmörtel aus Kalk,	15/35	--	+
Putzmörtel aus Kalkgips,	10	--	+
Zementmörtel	dem Beton ähnlich	-	+
Epoxidharzmörtel	825	+	++
Epoxidharz	10000	++	++

Aufgrund des guten hygrischen Verhaltens wurden Kalkzementputze und wegen der sehr guten Verbundeigenschaften die Epoxidharzmörtel ausgewählt. Da beide Gruppen entweder im Verbund oder in ihrer Wasserdampf-Diffusionswiderstandszahl μ ihre Nachteile haben, wurden entsprechende Modifikationen vorgenommen, auf die im Kapitel 3.4.4 näher eingegangen wird.

Als wichtiger Parameter in der Dauerhaftigkeitsbetrachtung muss die Alkalität der zementhaltigen Mörtel angesprochen werden, die zu einer Zersetzung der Glasfasern führen kann. Bei pH-Werten von 11 – 12,5 (vor allem im frischen Zustand) muss eine Faserveredelung wie Imprägnierung oder Laminierung eingesetzt werden. Die Argumente von Feuerfestigkeit, Temperaturstabilität, UV-Stabilität, Dauerhaftigkeit und letztendlich Preis, führten zur Verwendung der mineralischen Matrices in den folgenden Versuchsserien.

3.4.3 Eq-top – Die Innenverstärkung

Prinzipiell sollte eine Verstärkung vor allem für die nachträgliche Applikation (vorgesehen werden, wenn die vorhandene Grundsubstanz nicht ausreichend auf Tragfähigkeit ausgelegt ist. Dementsprechend gilt es, ein System auf die allgemeinen Randbedingungen des vorhandenen Gebäudebestands anzupassen und eine geeignete und einfache Lösung zu finden. Das erste System, „eq-top“ benannt, soll für die Innenanwendung eingesetzt werden. Es muss hier die Anforderungen erfüllen, die in einem gewöhnliches Wohnhaus gestellt werden. Vor allem soll die Verstärkung im Wohnraum keine starke Beeinträchtigung der Bewohnbarkeit mit sich bringen, so dass niemand während der Arbeiten ausziehen muss. Diese Anforderung bedeutet die Freiheit von Schmutz, Staub oder gesundheitsschädlichen Gasen durch flüchtige Chemikalien wie Lösungsmittel. Um das alles zu gewährleisten, darf kein Innenputz entfernt werden, denn dies würde zu starken Staub- und Schmutzverunreinigungen führen. Weitere Anforderungen wie Beibehalt der Wohnraumgröße, keine Massen- oder Steifigkeitsveränderungen, führen zur Lösung der dünn-schichtigen Applikation von Faserverbundwerkstoffen auf die bestehende Putzschicht. Die Nachteile der Minderung der Verbundfestigkeit der Faserverstärkung mit den Schwachstellen der Verbindung von Stein zu Putz und der Putzschicht selbst, werden für die oben genannten Vorteile erkaufte. Um den Einfluss der zusätzlichen Versagenszonen zu minimieren, wird eine vollflächige Applikation mit weichem Klebstoff gewählt, was die Zuglasten schubweich auf einen möglichst großen Oberflächenbereich verteilt. Durch die Schubweichheit wird bei Zugbelastung eine größere Verbundfläche des Putzes aktiviert, die die Schubspannungen reduziert. Aus Wirtschaftlichkeits- und Ästhetikgründen kommt ein biaxiales Glasfasergewebe mit vorheriger Imprägnierung durch den gleichen Klebstoff zur Anwendung, um einen guten Verbund zur Faser zu gewährleisten. Die Imprägnierung soll die Glasfasern gegen Alkalität von zementösen Putz- oder Betonoberflächen schützen, was jedoch im Normalfall weniger zu erwarten ist. Dementsprechend wurde für das ca. 286,8 g/m² schwere Leinwandbindungsgewebe „eq-fiber“ eine Appretur von 6,2 % aufgebracht. Ein weiterer Vorteil der Imprägnierung ist die Querverklebung der Fasern, so dass sich dadurch höhere Zugfestigkeiten ergeben. Die Eigenschaften und Fasergeometrien werden getrennt in Schuss- und Kett- richtung in folgender Tabelle angegeben:

Tabelle 3.10: Eigenschaften des Gewebes „eq-fiber“

Richtung	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Bruchdehnung	Querschnittsfläche [mm ² /m]	Roving
Schuss	1787	3,85 %	46,15	300 tex
Ketten	1623	4,25 %	57,69	300 tex

Da sich in der Vergangenheit bei Klebungen oftmals eine starke Brennbarkeit gezeigt hat, wurden wie in [247] einfache Brandtests mit dem Bunsenbrenner durchgeführt. Es zeigte sich, dass das entflammte Material (BMS 2) nach Entfernen der Flamme nach ca. 2 Sekunden erlosch und somit als „nicht-brennbar“ galt. Die Verflüssigungsneigung des Klebstoffs zeigte jedoch, dass im Brandfall mit dem Ausfall der Verstärkungswirkung gerechnet werden muss.



Abb. 3.45: Sehr dünnes biaxiales Glasfasergewebe mit Klebstoffimprägnierung (links), Brandversuchs (rechts)

Der Klebstoff war eine auf Wasser basierende weiche Polyurethan - Dispersion, die sich durch Verdunstung des Wassers vernetzt.

In den Untersuchungen wurden verschiedene Klebstoffe eingesetzt, deren Eigenschaften durch verschiedene Feststoffgehalte und Zusatz von Additiven während des Untersuchungszeitraums fortlaufend modifiziert wurden. In folgender Tabelle sind die zum Einsatz gekommenen und (zur Zeit der Versuche) nicht handelsüblichen Klebstoffe aufgelistet:

Tabelle 3.11: Bezeichnungen und Eigenschaften der eingesetzten Klebstoffe

Bezeichnung der Klebstoffe	Feststoffgehalt	pH-Wert	Viskosität	Hersteller	Verdicker
Curvalin D 3627 HV	42,1%	6,3	6380 mPas (Brookfield Spindel 4 / 30 RPM 23°C)	Zelu-Chemie	
BMS 1	39,1%	8,8	110000 mPas (Brookfield Spindel 4 / 1 RPM 23°C)	Bayer Material Science	4% Borchigel L 75N
BMS 2	34,7%	7,3	ca. 197000 mPas (Brookfield Spindel 4 / 1 RPM 23°C)	Bayer Material Science	3% Borchigel L75N
BMS 3	29,9%	8,0	ca. 145000 mPas (Brookfield Spindel 4 / 30 RPM 23°C)	Bayer Material Science	3,3 % Borchigel L75N

3 Verstärkungen

BMS 4	34,7%	7,3	ca. 197000 mPas (Brookfield Spindel 4 / 1 RPM 23°C)	Bayer Material Science	3% Borchigel L75N
-------	-------	-----	---	------------------------	-------------------

Das Fließverhalten des Klebstoffs ist ein wichtiger Verarbeitungsfaktor an einer vertikalen Wandfläche, da der Klebstoff nicht weglaufen soll. Dementsprechend wurde die Viskosität, die Maß der inneren Reibung oder auch Zähflüssigkeit ist, so eingestellt, dass eine gute Verarbeitung möglich war. Gemessen wurde die Viskosität mit einem Brookfield Rotations-Viskosimeter bei 23°C Raumtemperatur und 1 bzw. 30 Umdrehungen pro Minute. Als geeigneter Feststoffgehalt erwies sich ein Bereich zwischen 29,9 % und 39,1 %, der in den Versuchen die besten Verbund- und Verformungseigenschaften aufwies. Erste Untersuchungen fanden mit dem Klebstoff *Curvalin D 3627 HV* statt, der aber später durch die verbesserte Formulierung *BMS 4* (identisch mit *BMS 2*, aber andere Charge) mit einem Feststoffgehalt von 34,7 % und einem pH-Wert von 7,3 verbessert wurde. Für die Einstellung der Viskosität wurde der Verdicker *Borchigel L75N* eingesetzt.

Weil die mineralische Verbindung zwischen der Putzschicht und dem Mauerwerksstein ein sprödes Verhalten aufweist, musste der Klebstoff so eingestellt werden, dass vor dem ungünstigen Putzversagen sich der Klebstoff zuerst elastisch verformt und später ablöst. Dieser hat nach Entfestigung bei großer Verformungsfähigkeit noch eine ausreichende Resttragfähigkeit und führt somit nicht zu einem spröden Gesamtversagen und schont damit den alten Putz.

Haftzugprüfungen an den Verbindungsstellen Stein zu Putz und Putz zu Klebstoff sollten für verschiedene Steinmaterialien eine Prognose der Wirksamkeit liefern. Aufgeklebte Zugstempel mit einem Durchmesser von 50 mm wurden auf die mit Ringnuten freigelegten Schichten aufgeklebt und durch Zugbelastung die Haftzugfestigkeit nach DIN EN 1015-12 [56] ermittelt. Folgende Werte wurden für den Klebstoff *BMS 4* und den Putz *Knauf Goldband Fertiggipsputz* ermittelt:

Tabelle 3.12: Haftzugfestigkeiten verschiedener Verbindungsstellen

Nr.	Grenzschichten	Zugkraft [kN]	Haftzugfestigkeit [N/mm²]	Mittl. Haftzugfestigkeit [N/mm²]
1	Klebstoff – Putz	0,79	0,40	0,46
2	Klebstoff – Putz	0,75	0,38	
3	Klebstoff – Putz	1,09	0,56	
4	Klebstoff – Putz	0,97	0,49	
5	Klebstoff – Putz	0,86	0,44	
6	Kalksandstein – Putz	0,61	0,31	0,35

7	Kalksandstein – Putz	0,78	0,40	
8	Ziegelstein – Putz	1,15	0,59	0,61
9	Ziegelstein – Putz	1,25	0,64	

Das Versagen der Grenzschichten Klebstoff-Putz mit der mittleren Haftzugfestigkeit von $0,46 \text{ N/mm}^2$ trat innerhalb des obersten Millimeters der Putzschicht ein, die durch in die Poren eingedrungenen Klebstoff oberflächlich vergütet wurden. Damit lag die Haftung des Klebstoffs zwischen den Werten der Kalksandstein-Putz-Verbindung mit $0,35 \text{ N/mm}^2$ und Ziegelstein-Putz-Verbindung mit $0,61 \text{ N/mm}^2$. Der Unterschied in der Güte der Haftung bei Kalksandstein und Ziegelstein von Faktor 1,74 zeigt, dass vor allem die Steinart eine entscheidende Rolle spielt.

Da die Zugbelastungen des Textils jedoch hauptsächlich durch Schubspannungen über den Klebstoff eingetragen werden, können diese Werte nur als Indikator oder Richtwerte für die spätere Anwendbarkeit des Systems bei alter Bausubstanz dienen.

Weitere Untersuchungen wurden an Schubprismen durchgeführt, um das Verformungsverhalten bei Schubbelastung mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten besser zu verstehen. Dafür wurde eine einfache Methode gewählt die von DIN EN 12188 [60] abgewandelt wurde, in der eine Klebung zwischen zwei Stahlprismen geprüft wird.

In der hier durchgeführten Versuchsanordnung wurden Betonprismen gewählt, die der Klebung auf Putz wesentlich besser entsprechen als Stahl. Auf Putzprismen musste aufgrund deren niedriger Druckfestigkeit verzichtet werden. Als Versuchskörper wurden Betonprismen der Größe $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$ gewählt, die

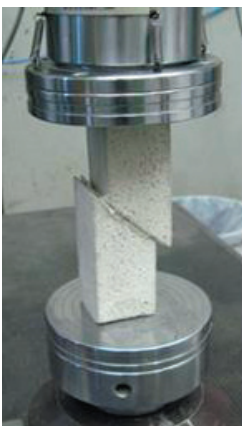


Abb. 3.46: Auf Schub belastete Betonprismen, die in vorgegebenem Schnitt verklebt wurden

Mittig im Winkel von 45° durchgeschnitten wurden. Die schräge Schnittfläche diente als Klebefläche, die auf Schub in unterschiedlichen Geschwindigkeiten belastet wurde. Durch diese vereinfachte Versuchsmethode konnte die gewöhnliche Versuchstechnik der MTS 100 verwendet werden, indem die Proben nur auf Druck zu prüfen waren.

Die Schubspannungen in den Fugen wurden ermittelt mit:

$$\tau_{\text{Fuge}} = \frac{F_{\text{axial}}}{1600 \text{ mm}^2} \cdot \cos 45^\circ \cdot \sin 45^\circ \quad (\text{Gl. 3.1})$$

Wobei F_{axial} die gemessene Auflast der Prismen war. Als verformungsbasierende Belastungsgeschwindigkeiten wurden 0,01 , 0,05 und 0,2 mm/Sekunde gewählt. Die in Abbildung 3,45 gezeigten Schubspannungs-/Verformungskurven zeigen eine deutliche Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit. Während die Geschwindigkeiten von 0,01 auf 0,2 mm/Sekunde um den Faktor 20 zunehmen, werden die zugehörigen Schubfestigkeiten um den Faktor 8 erhöht. Auch die entsprechende Verformungsfähigkeit wird stark beeinflusst und führt bei schnellerer Belastung zu schlagartigem Versagen der Klebung.

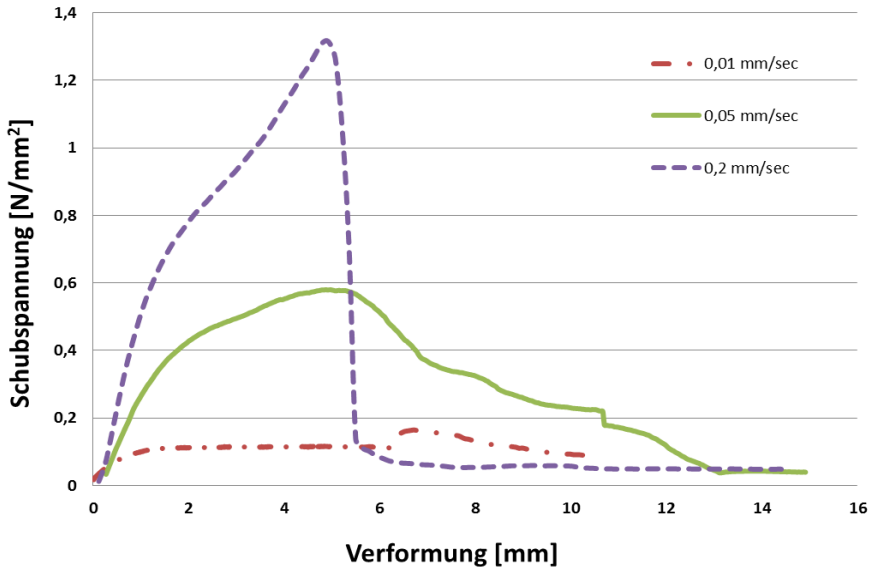


Abb. 3.47: Versuchsergebnisse von auf Schub belasteten Betonprismen, die in vorgegebenem Schnitt verklebt wurden

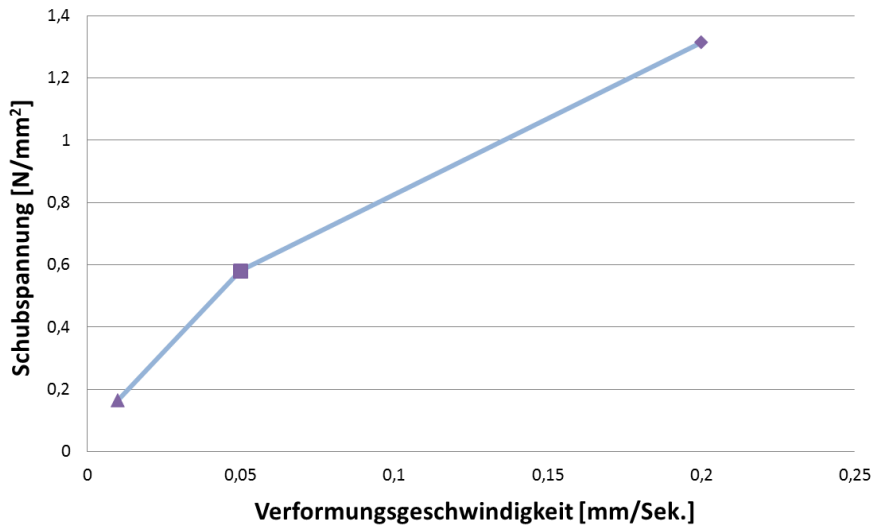


Abb. 3.48: Beziehung zwischen der Schubspannung und der Verformungsgeschwindigkeit

3.4.4 Eq-grid – Die Außenverstärkung

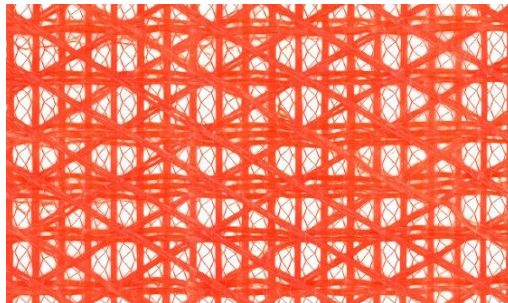


Abb. 3.49: Faserbild des hybriden quadraxialen Flächengebildes T8400-L

Das zweite System wird hier „eq-grid“ genannt und soll primär für die Außenapplikation verwendet werden. Es handelt sich dabei ähnlich der Methode von Spritzbeton um eine zementöse Oberflächenschale, die das darunterliegende Mau-

erwerk durch zusätzliche zugverstärkende Anteile verbessern soll. Der große Vorteil liegt in der wesentlich dünneren Schichtdicke und dem Einsatz von Hochleistungsfasern, die die zusätzliche in das Gebäude eingebrachte Masse optimieren und weniger Arbeitsraum bei der Verarbeitung benötigen. Des Weiteren ist die Verarbeitung im Vergleich zur Spritzbetonschale wesentlich einfacher und auch ohne Spezialgeräte schnell durchführbar. Im Vergleich zu den „FRP-composites“ (Fiber Reinforced Plastic), welche hauptsächlich in der Literatur (siehe Kapitel 3.3) verwendet wurden, bietet die neue Klasse der „FRM (TRM) -composites“ (Fiber (Textile) Reinforced Mortars) zwei entscheidende Vorteile. Erstens sind sie nicht anfällig gegen UV-Strahlung und zweites sind sie nicht brennbar. Großer Nachteil ist jedoch wie bei den Alternativen auch der Verlust der charakteristischen Steinoberfläche, die speziell an historischen Gebäuden aus Denkmalschutz- und ästhetischen Gründen gewünscht ist.

Das hier vorgestellte System besteht aus einem quadraxialen hybriden Glasfaser-Polypropylen-Textil, das in einer epoxidharzvergüteten Zementmatrix eingebettet wird. Dies war mit dem von München [156] verwendeten Textil identisch. Das System wird aufgrund seiner hervorragenden Eigenschaften in Duktilität und Festigkeit für Untersuchungen an Natursteinmauerwerk übernommen. Das hybride quadraxiale Flächengebilde mit der Bezeichnung *T 8300* ist in 4 Faserrichtungen im Winkel 0° , 90° und $\pm 60^\circ$ zur Vertikalen mit verschiedenen Fasermaterialien ausgeführt. Zur Anwendung kommen E-Glasfasern (in 0° und 90°) und in diagonaler Richtung ($\pm 60^\circ$) werden nur Polypropylenfasern (PP) verwendet, was allerdings in einer späteren modifizierten Version *T 8400* geändert wird. Der Vorteil von quadraxialen Flächengebilden besteht in der Zugverstärkung von vier Orientierungen, wodurch den verschiedenen in Kapitel 2 beschriebenen Versagensmechanismen Rechnung getragen wird. Horizontale und diagonale Fasern können schräg- und treppenförmig verlaufende Schubrisse überbrücken, in vertikaler Richtung können das Kippen und Biegerisse verhindert werden und die diagonale Anordnung verstärkt universell Schubrisse und Risse an Fenster- oder Türecke. Für erste Untersuchungen wurden E-Glasfasern aufgrund der besseren und schnelleren Verfügbarkeit im Rohzustand verwendet. Später wurde für die praxisnähere Anwendung hochwertiges AR-Glas anstatt von E-Glas eingesetzt.

Für einen guten Verbund zur Matrix bei zusätzlichem Schutz vor mechanischem Angriff müssen die Fasern oberflächenbehandelt werden. In [156] wurde eine Kemafilierung® des Einzelfilaments angewendet. Diese spezielle Faserummantelung dient einer reibungsbasierten Führung der Verstärkungsfasern, die hauptsächlich für Belastungen senkrecht zur Faserrichtung einen mechanischen Schutz liefern soll. Es zeigte sich, dass dies vor allem im Nachbruchbereich einen großen

Einfluss bewirkte. In dieser Arbeit wird eine Latexausrüstung des gesamten Faserbündels vorgenommen, damit alle einzelnen Filamente zu einem durchgehenden Faserstrang verklebt werden. Dadurch wird gewährleistet, dass alle Fasern indirekt über die Verklebung im Kontakt zur Matrix stehen und bei Zugbelastung aktiviert werden können. Im Gegensatz zu losen Fasern wird die Schubfestigkeit innerhalb des Bündels erhöht, aber auch die Rauheit der Oberfläche reduziert. Um den nicht ausreichenden Verbund zu einem epoxidharzfreien Mörtel zu erhöhen, wird oberflächlich eine raue Quarzsandkörnung zum besseren Verbund aufgebracht, die das Gewirke mit der mineralischen Putzmatrix formschlüssig verzahnen soll. In folgender Tabelle sind die unterschiedlichen Entwicklungsstufen des Gewirkes chronologisch aufgelistet:

Tabelle 3.13: Bezeichnungen und Bestandteile der verwendeten Flächengebilde

Bezeichnung	Fasermaterial 0°	Fasermaterial 90°	Fasermaterial +/- 60°	Beschichtung
T8300 (nach [156])	E-Glas 1200 tex, PP 600 tex	E-Glas 1200 tex	PP 600 tex	ohne
T8400	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	ohne
T8400 - L	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	Latex
T8400 – KQb	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	Latex + Körnung Quarzsand beidseitig
T8400 – KS	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	Latex + feine Strahlgutkörnung
T8400 – KQe	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	AR-Glas 1200 tex, PP 600 tex	Latex + Körnung Quarz einseitig

Die Festigkeiten und Verformungseigenschaften variieren in den Richtungen 0°/90° und +/-60° sehr stark. Diese sind von den richtungsabhängigen Mischungsverhältnissen vom Glas- und Polypropylenfaserverhältnis stark abhängig. In diagonalen Richtung wurde eine gute plastische Verformungsfähigkeit gewählt, um ein optimales Nachbruchverhalten des Mauerwerks bei Schubbelastung zu gewährleisten. In den folgenden Diagrammen werden die Kraft/Verformungskurven von Gewebestreifen aufgezeichnet, bei denen nur die ausgewählte Richtung der Fasern trägt. Die anderen im schrägen Winkel dazu verlaufenden Fasern wurden durch-

trennt. Dadurch ist es möglich die Wirkungsweise der Fasern bei jedem möglichen Risswinkel durch Überlagerung zu berechnen. Die Prüfung erfolgte im Streifen – Zugversuch nach DIN EN ISO 13934-1 [69], so dass in folgendem Diagramm der richtungsabhängige Zugkraftwiderstand pro 5 cm Textilstreifen aufgetragen werden konnte.

Tabelle 3.14: Mittelwerte der mechanischen Eigenschaften des textilen Flächengebildes T-8400-L je nach Faserrichtung

Richtung	Mittl. Zugfestigkeit [N/5cm]	Mittl. Dehnung bei Fmax [%]	äquivalenter E-Modul [N/mm ²]
0°-Richtung	1817	2,619	27.498
90°-Richtung	1960	3,099	25.096
60°-Richtung	895	16,905	2333,45

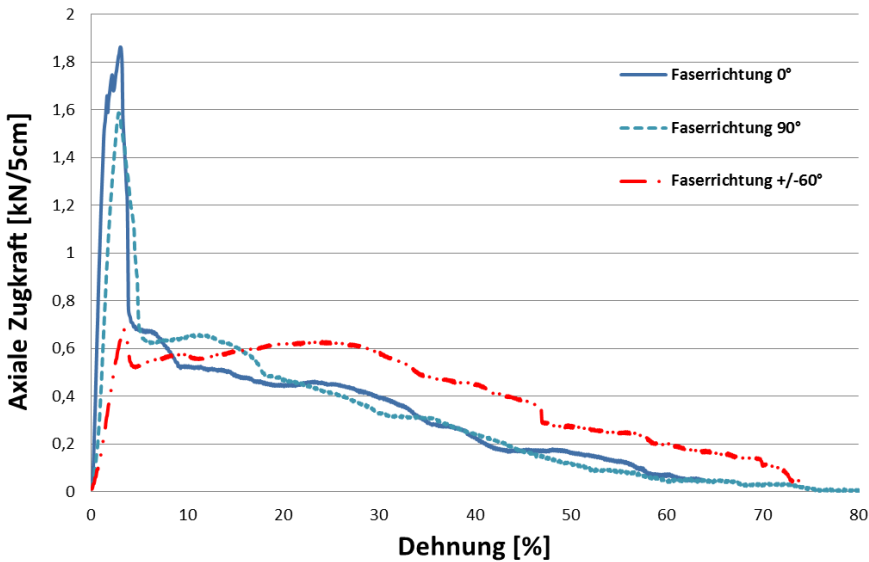


Abb. 3.50: Richtungsabhängige axiale Zugkraft des Flächengebildes T-8400-L

Als Matrix wurde anfangs ein hochfester epoxidharzvergüteter Feinspachtel von Sika mit der Bezeichnung *Sikagard® 720 EpoCem* mit sehr guten Verbundeigenschaften verwendet. *Sikagard® 720 EpoCem* besteht aus 3 Komponenten. Die flüssigen Komponenten A + B bestehen aus einer Epoxidharz-Dispersion. Die Pul-

verkomponente C besteht aus Zement, mineralischen Zuschlägen und Zusatzstoffen. Als Anwendungsgebiet werden vom Hersteller Reparaturarbeiten von Normal- und Leichtbeton, Mörtel, Stein und Ziegel im Rahmen von Instandsetzungsmaßnahmen angegeben. Bei einer solchen Instandsetzungsarbeit an einem Natursteingebäude, das im Kapitel 4.2 detaillierter besprochen wird, stellte sich eine zu lange Misch- und Herstellungsdauer des verarbeitungsfertigen Mörtels heraus, was die Arbeitszeit neben dem hohen Materialpreis zusätzlich erhöhte. Weitere entscheidende Nachteile sind die geringe Dampfdiffusionszahl und die gesundheitsschädlichen Epoxidharzbestandteile, die es nach Meinung des Autors aus Nachhaltigkeitsgründen und Arbeiterschutz zu vermeiden gilt.

Eine preisgünstigere Variante stellte der Ein-Komponenten-Mörtel der Firma *Sika MonoTop®-722 Mur* dar. Dieser war nur mit Wasser in der gewünschten Konsistenz einstellbar. Dieser Mörtel wurde in einem Großversuch bei einem indischen Gebäude verwendet. Später verwendeten auch andere Autoren diesen Mörtel bei ihren Untersuchungen, was in der italienischen Literatur bei [222] zu finden ist. Um das Problem der Wandversiegelung durch Mörtel mit zu geringer Porosität zu umgehen, wurden noch fünf andere weichere und feinporösere Mörtel untersucht, die von der Firma RÖFIX AG speziell für diese Anwendung entwickelt wurden. Jedoch wurde mit der höheren gewünschten Porosität ein schlechteres Verbundverhalten zur Faser erkaufte, weshalb dieses Problem mit einer speziellen Quarzsandbeschichtung der Fasern umgangen wurde. Diese spezielle Faserbeschichtung sollte der Erhöhung der Rauheit sowie der Oberflächenvergrößerung der Fasermantelfläche dienen. Ziel dabei ist, dass die bei der Hydratation entstehenden Calciumsilikathydrate des Mörtels um die Körnungen zu einem kraftschlüssigen Verbund wachsen und daher die Verbundwirkung deutlich verbessern.

Die Matrixvariante *Röfix V8* stellt letztendlich in Kombination mit dem Textil T8400-KQb zur Sanierung und Verstärkung von älteren und schützenswerten Strukturen die praxisgerechteste Lösung dar, die alle gestellten Randbedingungen bei ihrer Anwendung erfüllt, obwohl die Materialeigenschaften des Mörtels alleine dies nicht widerspiegeln. In folgender Tabelle werden die Eigenschaften wie Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und E-Modul der verwendeten Mörtel angegeben. Ermittelt wurden die Werte an 160 mm x 40 mm x 40 mm großen Prüfkörpern, die nach DIN EN 1051-11 [57] hergestellt und geprüft wurden.

Tabelle 3.15: Materialeigenschaften der verwendeten Mörtelmatrizen

Material	Mittlere Druckfestigkeit [N/mm²]	Mittlere Biegezugfestigkeit [N/mm²]	Mittlerer E-Modul [N/mm²]
Sikagard 720 EpoCem	24,43	2,01	9788
Sika MonoTop-722 Mur	35,03	2,23	12317
Röfix hart	33,61	1,75	16710
Röfix weich	15,62	1,62	6934
Röfix V7	14,25	1,41	6956
Röfix V8	14,22	1,31	6475
Röfix V9	12,26	1,23	6612

4 Experimentelle Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk

4.1 Statische Untersuchungen zum in-plane Tragverhalten

Charakteristisches Merkmal bei der Belastung von verstärkten Wandscheiben bei biaxialer Belastung, wie es im Erdbebenlastfall üblich ist, sind die unterschiedlichen Belastungen in der Verstärkungsschale und dem Mauerwerk selbst. Während das zugrunde liegende Mauerwerk seinen eigenen Tragmechanismus über den Mörtelverbund aktiviert und auch dort in den meisten Fällen bricht, wird der Verstärkung auf der Oberfläche ein bestimmter der Schalenwirkung untypischer Bruchmechanismus aufgezwungen. Dies bestätigt sich bei der Beobachtung von Bruchverläufen im Mauerwerk und dem Rissbild im aufgetragenen Mörtel oder Putz. Letzteres spielt dann bei der Tragwirkung der Fasern und deren Belastungsart eine entscheidende Rolle bei der Interaktion zwischen Faserverstärkung und Mauerwerk. Prinzipiell können zwei Unterscheidungen nach der Verschiebung von zwei Rissufer getroffen werden. Im ersten Fall trennen sich die Rissufer senkrecht zur parallelen Richtung (In der Literatur bekannt unter „Mode I“) oder es findet eine Scherverschiebung (auch „Mode II“ genannt) statt. Bei einer Wandscheibe tritt je nach Rissbild, was unter anderem besonders von der Steinart abhängig ist, meist die Kombination der zwei Formen auf, indem sich ein Riss öffnet und gleichzeitig abschert.

Diese grundsätzlich verschiedenen Rissmechanismen werden im Folgenden bei Verbunduntersuchungen in zentrischen Zugversuchen (nach Mode I) und in Schubversuchen (nach Mode II) getrennt betrachtet und anschließend in Versuchen an 1,25 m x 1,25 m x 0,24 m großen Wandelementen in Kombination untersucht.

4.1.1 Verbunduntersuchungen an Zugkörpern

Das Verhalten von oberflächigen Faserverstärkungen wirkt sich in Abhängigkeit vom Verbund zwischen Stein und Matrix sowie von Matrix zur Faser sehr unterschiedlich aus und wird durch verschiedene Versagenskriterien charakterisiert. Im Prinzip wird die Kraftübertragung von textilen Verstärkungen erst nach großen Dehnungen oder Rissen in der Grundstruktur aktiviert. Bei einem entstandenen

Riss im Mauerwerk überbrücken die Fasern beide neu entstandenen Rissufer und verankern sich beidseitig über eine bestimmte Verankerungslänge mit einer Matrix- oder über einer Grundputzschicht am Stein. Auf diesem Lastpfad können verschiedene Versagensmechanismen eintreten, die grundsätzlich neu zu denjenigen des unverstärkten Mauerwerks dazukommen, welche schon zuvor in Kapitel 2 beschrieben wurden. Wichtigstes Kriterium einer Verstärkung ist das Verbundverhalten der Faser in der Verklebung oder Matrix. Denn wenn die aufnehmbaren Schubspannungen in der Ummantelungsfläche einer Faser zu gering sind, kann die Tragfähigkeit der Faser nicht 100% ausgenutzt werden. Beobachtbar ist dies durch ein Herauslösen der Faser aus dem Verbund in Form von Oberflächenrissen entlang der Faser oder Matrixabplatzungen. Bei der Betrachtung von flächigen Textilien in einer Mörtelschicht kann letzteres auch in Form einer Trennung der Schichten, auch Delamination genannt, auftreten. Als Schwachstellen kommen meist die Grenzflächen der verschiedenen Schichten in Frage. Es kann somit die Kontaktschicht Stein-Mörtel oder Mörtel-Textil versagen. Eine detaillierte grafische Zusammenstellung der Versagensmechanismen ist in [156] zu finden. Um eine allgemeine Bewertung abgeben zu können, wie leistungsfähig ein Faserverbundwerkstoff bei unterschiedlichen Randbedingungen ist, wird ein Versuchsaufbau gewählt, der alle Versagensmechanismen berücksichtigen kann. Dadurch war es auch möglich, gezielt Verbesserungen an den verwendeten Komponenten bei geringem Aufwand vorzunehmen.

Die Versuchsdurchführung wurde an einem einzelnen Stein mit vordefiniertem Riss vorgenommen. Der Riss wurde durch einen mittigen Schnitt quer zur längsten Steinseite nach Abbildung 4.1 vorgegeben und durch verschiedene Faserverbundwerkstoffe überbrückt. Dadurch war es möglich nur die Kraftübertragung des beidseitig aufgetragenen Verstärkungsmaterials zu untersuchen. Zur Anwendung kam ein Kalksandsteintyp 2 DF der Rohdichteklasse 1,8 kg/dm³ und ein Lochziegelsteintyp 2 DF der Rohdichteklasse 1,2 kg/dm³ (Maße: 240 mm x 115 mm x 113 mm, siehe Kapitel 2.2.2).

Die Kraftereinleitung erfolgte über vier seitlich aufgeklebte Stahlplatten, an die beidseitig jeweils eine Kopfplatte mit gelenkig angeschlossener Gewindestange aufgeschraubt war. Die mittig gelegene Gewindestange wurde von einer MTS 100 mit hydraulisch schließbaren Futterbacken gefasst und weggeregelt bei einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min auf Zug belastet. Gemessen wurden der Kolbenweg und die Kolbenkraft der Maschine, sowie zusätzlich mit der Schublehre die maximalen Rissöffnungen und Bruchzonenbereiche.

In einem fortlaufenden Verbesserungsprozess und vier Versuchsserien wurden für die zwei unterschiedlichen Systeme eq-top und eq-grid (Details zu den Systemen

siehe in Kapitel 3) mehrere Komponentenausführungen und mehrere Parameter untersucht. Da es im Tragverhalten der beiden neu vorgestellten Systeme „eq-grid“ und „eq-top“ grundsätzliche Unterschiede gibt, sollen die Versuchsergebnisse im Folgenden getrennt diskutiert werden.

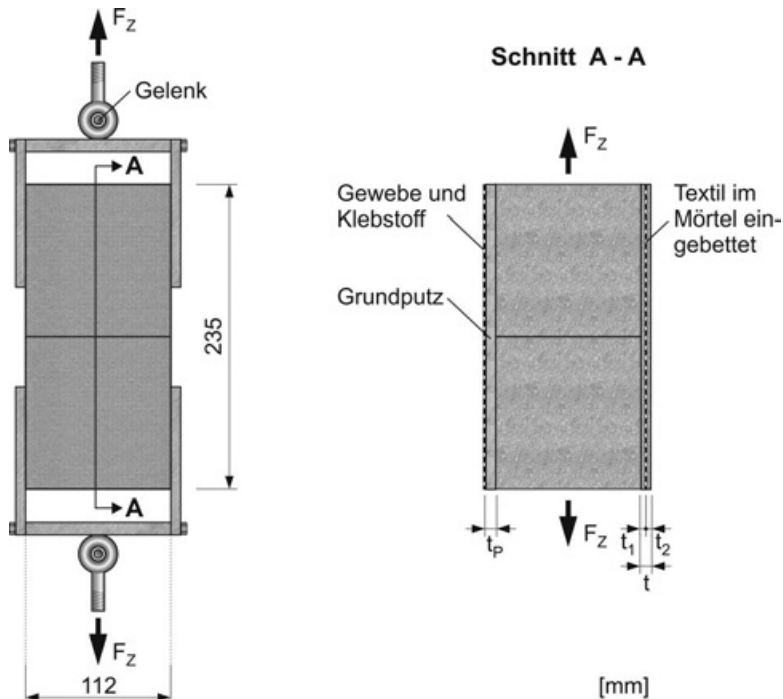


Abb. 4.1: Versuchsaufbau des Zugversuchs

Eq-grid:

Bei der Fragestellung, ob die Ergebnisse des in [156] beschriebenen Verstärkungssystems auch auf ein Gebäude aus gebrochenem Naturstein übertragen werden kann, mussten weitergehende Untersuchungen des Systems durchgeführt werden. Entscheidender Parameter war die Oberflächenstruktur von gebrochenem unebenem Natursteinmauerwerk im Vergleich zu verhältnismäßig glattem Kalksandsteinmauerwerk. Insgesamt 27 Verbunduntersuchungen am „1-Stein-Körper“ zeigten den Einfluss der Parameter Mörtel, Mörteldicke, Textilbeschichtung und verschiedener Raubeschichtungen der Faser zur Verbundverbesserung. Zur ersten Übersicht sind die Ergebnisse tabellarisch zusammengefasst.

In folgender Grafik sind drei Versuchskurven mit in *Sikagard® 720 EpoCem* eingelegtem Textil T 8300 gezeigt. Dabei wurde das quadraxiale Flächengebilde im

Faserwinkel von 90° mittig in die Mörtelschicht eingelegt, was der horizontalen Textilausrichtung auf einer Wand entsprechen würde. Aufgrund der höchsten Festigkeit in dieser Textillrichtung, wurde diese Orientierung auch in allen anderen Versuchen gewählt, um immer die größtmöglichen Schubspannungen in der Fasermantelfläche als „worst case Szenario“ zu erreichen.

Tabelle 4.1: Übersicht der Zugversuche

Nr.	Steinart	Mörtel	Textil	Versagensart	F _{max} [kN]
Z1	KS	Sikagard 720 EpoCem	T8300	Faser	11,73
Z2	KS	Sikagard 720 EpoCem	T8300-doppelt	Faser	12,46
Z3	KS	Sikagard 720 EpoCem	T8300-doppelt	Faser	27,95
Z4	KS	Sikagard 720 EpoCem	T8300-doppelt	Faser	11,89
Z5	NS	Sikagard 720 EpoCem	T8300	Faser + Mörtel	4,74
Z6	KS	Sika MonoTop-722 Mur	T8300	Faser-Mörtel	3,55
Z7	KS	Röfix V7 - dünn	T8400-L	Mörtelschicht 2	3,48
Z8	KS	Röfix V7 - dünn	T8400-L	Mörtelschicht 2	2,97
Z9	KS	Röfix V8 - dünn	T8400-L	Mörtelschicht 2	4,17
Z10	KS	Röfix V8 - dünn	T8400-L	Mörtelschicht 2	3,96
Z11	Ziegel	Röfix V8 - dick	T8400-L	Faser-Mörtel	4,86
Z12	KS	Röfix V9 - dünn	T8400-L	Mörtelschicht 2	3,72
Z13	KS	Röfix V9 - dick	T8400-L	Faser-Mörtel	4,66
Z14	KS	Röfix V8 - dick	T8400-L+KS	Mörtelschicht 2	8,55
Z15	KS	Röfix V8 - dick	T8400-L+KQb	Faser	11,09
Z16	KS	Röfix V8 - dick	T8400-L+KQe	Faser	8,60
Z17	KS	Röfix V8 - dick	T8400-L+KS	Körnung-Faser	6,93
Z18	KS	Röfix V8 - dick	T8400-L+KQb	Körnung-Faser	7,81
Z19	KS	Röfix V8 - dick	T8400-L+KQe	Körnung-Faser	7,74
Z20	KS	Röfix V8 - dick	T8400+KQb	Mörtelschicht 2	11,43
Z21	KS	Röfix V8 - dick	T8400	Faser-Mörtel	4,00
Z22	Ziegel	Grundputz (GP)+RöfixV8	T8400-L	Faser-Mörtel	4,79
Z23	Ziegel	GP+Röfix V8	T8400-L+KQb	Körnung-Faser	7,07
Z24	Ziegel	GP+Röfix	T8400-L+KQb	Faser	7,32
Z25	Ziegel	GP+Röfix	T8400-L	Faser-Mörtel	5,70
Z26	Ziegel	Mapei planitop HDM	Mapeigrid G220	Faser-Mörtel	6,69
Z27	Ziegel	Mapei pl. HDM restauro	Mapeigrid G220	Faser-Mörtel	4,67

Die drei unterschiedlichen Parameter sind hier die Oberflächengeometrie des Steins, die Mörteldicke und die Anzahl der Textillagen durch eine Überlappung von 10 cm. Das Ergebnis mit den entsprechenden Versagensfällen zeigte, dass die Verbundfestigkeit bei einlagiger und zweilagiger Textilapplikation auf ebenem Kalksandstein ausreichend war, um die Glasfasern zum Versagen zu bringen und somit 100% auszunutzen. Die Resttragfähigkeit der weicheren Polypropylenfasern wurde auch nach 10 mm Rissöffnung nicht ausgeschöpft. Die mehr als doppelt so großen Kräfte bei überlappender Beschichtung (einseitige Verbundlänge von 12

cm und jeweils 5 cm Überlappung bei doppelter Mörtelschichtdicke) zeigen, dass die Überlappungslänge von 10 cm ausreichend ist und nicht mit einem Abfall der maximalen Tragfähigkeit gerechnet werden muss, sondern lokale Verstärkungen erwartet werden dürfen. Der steilere Anstieg dabei weist auf eine Zugversteifung hin, die bei dickerem Materialauftrag und einer Überlappung im dynamisch belasteten Fall zu berücksichtigen wäre.

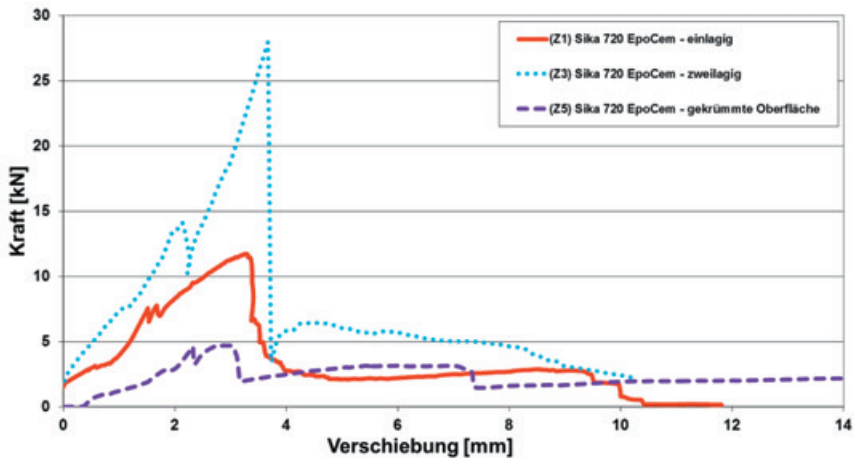


Abb. 4.2: Versuchsergebnisse von „1-Stein“- Versuchen mit der Mörtelmatrix Sikagard® 720 EpoCem

Die Änderung der Geometrie auf dem unebenen Naturstein, die sowohl in Faserichtung, aber auch quer dazu konkav und konvex gekrümmt war, zeigte 60% geringere Kräfte als bei vergleichsweise glatter Kalksandsteinoberfläche. Das Versagen trat in einem Abplatzen der oberen Mörtelschicht im Bereich der vorderen 3 cm zum Rissufer und dem Reißen von Glasfasern auf.



Abb. 4.3: Qualitativer Ablöseeffekt bei unebener Steinoberfläche

Durch die Ablösekräfte in unebenen Bereichen wurden teilweise Fasern aus dem Verbund gelöst. Dabei wurde ein reißverschlussähnliches Versagen beobachtet, sodass nicht alle Fasern gleichzeitig aktiviert wurden.

Da es teilweise zu Verdrehungen des Körpers kam, wurden die Fasern auch in Querrichtung belastet, so dass hier die Vermutung nahe liegt, dass auch durch die Querdruckempfindlichkeit der Fasern Lastabfälle zu verzeichnen waren.

Zur praxisnäheren Anwendung wurde in einer weiteren Entwicklungsstufe das Textil so modifiziert, dass die Öffnungen etwas vergrößert wurden, um einen besseren Verbund der beiden Mörtelschichten zu gewährleisten. Zusätzlich wurden die Fasergehalte der unterschiedlichen Materialien leicht angepasst, um vor allem das Nachbruchverhalten zu verbessern. Die Festigkeit in 90°-Richtung blieb aber weitestgehend unverändert. Zur besseren Dauerhaftigkeit wurde das Textil *T8400-L* mit einer Latexbeschichtung ausgerüstet, was zu einem wesentlich veränderten Verbundverhalten führte. Auch die epoxidharzfreien und wasserdampffoffenen, porösen Kalkzementmörtel wiesen ein wesentlich verändertes Materialverhalten auf.

Das beschichtete Textil *T8400-L* wurde mit vier unterschiedlichen Mörteln getestet. Beim Vergleich der Mörtel *Röfix V7*, *V8*, *V9* und *Sika MonoTop®-722 Mur* zeigte sich, dass der Verbund ungünstiger als mit dem feinen epoxidharzhaltigem *Sikagard® 720 EpoCem* war. Die Tragfähigkeit der Fasern konnten dadurch nur bis zu 59 % ausgenutzt werden, bevor sich die Fasern aus der Mörtelmatrix herauslösten. Nach dem Lastmaximum wurde ein stabileres Nachbruchverhalten durch noch mehr intakte Fasern bei dem reibungsabhängigen Herauslösen festgestellt. Bei allen Mörteln die mit Wasser angerührt werden, bildet sich bei der Verarbeitung ein dünner Wasserfilm auf dem Gewebe, der später bei der Hydratation des Wassers aufgrund des lokal höheren w/z -Werts zur Porenbildung und somit Fehlstellen im Verbund führt. Zusätzlich wird vermutet, dass das Schwinden des Mörtels lokale Ablösungserscheinungen beim Faserverbund zur Folge haben könnte. Allerdings konnten diese Vermutungen nicht bewiesen und sollten daher bei zukünftigen Untersuchungen detaillierter berücksichtigt werden.

Bei der Suche nach geeigneten Mörtelschichtdicken stellte sich heraus, dass die Dicke der zweiten Überdeckungsschicht bei der Gruppe der Kalkzementmörtel Einfluss auf den Verbund und den Versagensmechanismus hatte. Während bei einer zweiten Mörteldeckschicht von 3 mm frühes Verbundversagen bei Rissen entlang der tragenden Fasern beobachtet werden konnte, zeigte sich ein verbessertes Verbundverhalten bei Überdeckungen von 5 mm ohne eine solche Rissbildung wie in Abbildung 4.4 zu sehen ist.



Abb. 4.4: (links) Verbundversagen durch lokales Versagen der Deckschicht an den Zugfasern (Versagen: Mörtelschicht 2), (rechts) dickere Deckschicht führt nicht zu vertikalen Rissen (Versagen: Faser-Mörtel)

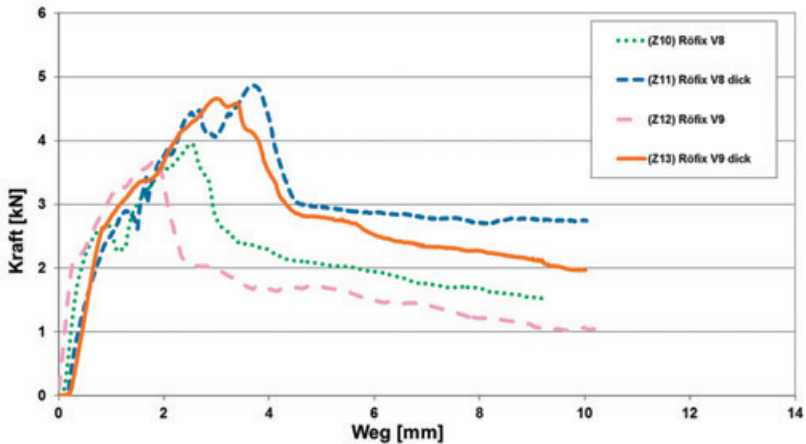


Abb. 4.5: Versuchsergebnisse von unterschiedlichen Mörteln in Abhängigkeit der Deckschichtdicke

Die Steigerung der Tragfähigkeit durch Erhöhung der Deckschichtdicke konnte im Fall des Mörtels *Röfix V8* mit 19% und im Fall des Mörtels *Röfix V9* mit 22% beobachtet werden. Es wird daher empfohlen bei der Verarbeitung von Kalkzementmörtel eine untere Schichtdicke von mindestens 3 mm und eine obere Deckschicht von 5 mm einzuhalten. Damit ist die Richtlinie genau umgekehrt zur Verarbeitungsempfehlung von Putzgeweben in Wärmedämmverbundsystemen zu sehen, die eine untere Schicht von 2/3 und eine obere Deckung von 1/3 der Gesamtputzdicke vorschreibt.

Mit dem Ziel einen Verbund zu erhalten, wie er zuvor bei der chemischen Verklebung von Faser und Mörtel durch Epoxidharzanteile zu sehen war, wurden verschiedene Raubeschichtungen auf das Flächengebilde *T 8400-L* streifenförmig aufgebracht. Zwei Körnungen der Größe ca. 1 mm und 0,4 mm aus Quarzsand und Sandstrahlgut wurden mit zwei Klebstoffen oberflächlich aufgebracht. Dazu wurde der Klebstoff in Streifen auf den tragenden Fasern in Handarbeit aufgepinselt und in den noch frischen Klebstoff die Körnung eingestreut und anschließend austrocknen gelassen. Als Klebstoff kam als steife Verklebung eine 2-Komponenten-Epoxidharzgrundierung (*Botament® E 120*) und als bewegliche Klebung ein weicher Polyurethanklebstoff (*BMS 2*) für einen elastisch verformbaren Verbund zum Einsatz. Beide Klebstoffe wurden jeweils mit den zwei unterschiedlich feinen Körnungen beidseitig ausgerüstet. Zusätzlich wurden auch zwei einseitige Ausführungen mit dem größeren Quarzsand untersucht. Es zeigte sich kein Unterschied zwischen beidseitiger und einseitiger Beschichtung (siehe (Z18) und (Z19)).

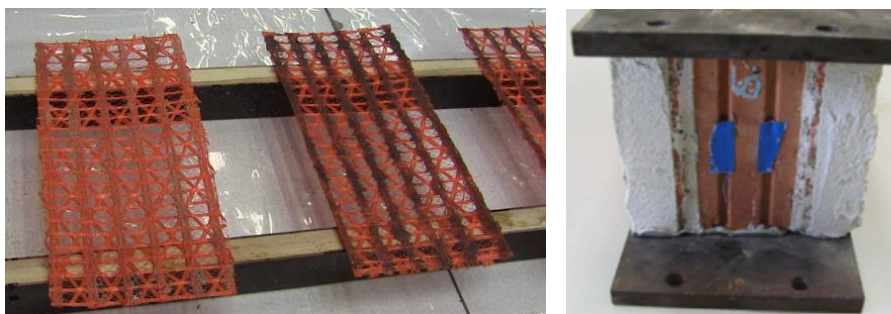


Abb. 4.6: Raubeschichtung von Gewebestreifen (links), Eckverankerung (rechts)

Es zeigte sich im Allgemeinen eine deutliche Verbesserung des Verbundes durch die Verzahnungswirkung der Beschichtung in dem Mörtel. Der in allen weiteren Untersuchungen verwendete Mörtel *Röfix V8* konnte durch sein mineralisches Wachstum um die verklebten Partikel einen Formschluss herstellen, so dass der gleiche Zustand wie bei Verwendung von epoxidharzhaltigem Mörtel erreicht werden konnte. Wie bei dessen Verwendung, konnte die Zugfestigkeit der Fasern bei Verwendung des harten Klebstoffs zu 100% ausgenutzt werden. Der Nachteil war jedoch, wie sich bei den Proben (Z14) und (Z20) zeigte, eine zu große Belastung im Mörtel, so dass auch sprödes Versagen die Folge war.

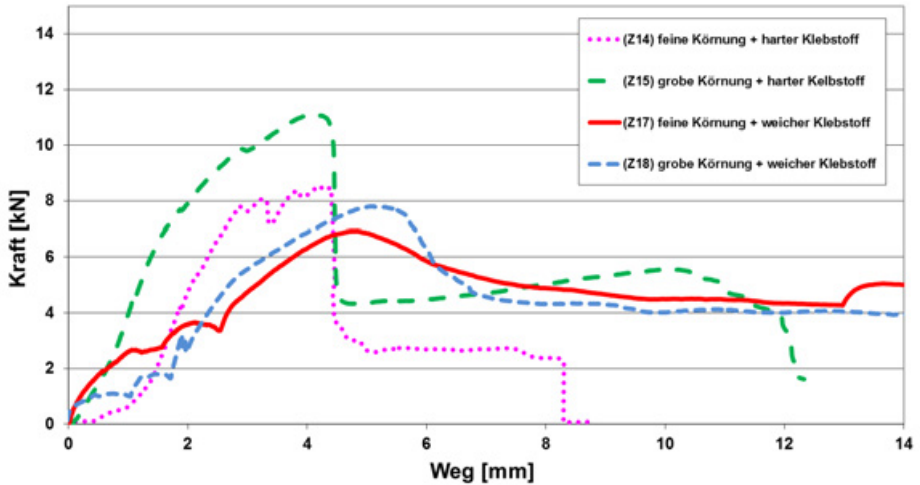


Abb. 4.7: Versuchsergebnisse bei Verwendung verschiedener Fasermodifikationen

Ein wichtiger Unterschied waren die neuen zusätzlichen Schichtgrenzen zwischen Faser-Beschichtung-Klebstoff-Körnung-Mörtel, die zusätzliche potenzielle Versagenszonen darstellten. Bei den Ergebnissen wurde eine große Streuung bei Verwendung des harten Klebstoffs (Z14, Z15, Z20) beobachtet, der jedoch in allen Fällen die größeren Zugkräfte einleiten konnte. Beim weicheren Klebstoff lagen die Ergebnisse unabhängig von der Körnung und dem Steinuntergrund auf ähnlichem Level und zeigten fast identische Lastverschiebungskurven. Im Unterschied zu der steifen Verklebung wurde nie ein Versagen des Mörtels in Form von Delamination beobachtet. Vielmehr versagten die Fasern nicht gleichzeitig, sondern über eine größere Dehnungsspanne verteilt. Dadurch lassen sich auch die geringeren Kräfte bei konstantem Tragverhalten erklären (siehe auch Abbildung 4.8). Um ein Optimum zu finden, wäre eine Klebstoffverbindung von mittlerer Steifigkeit anstrebenswert. Dies würde wahrscheinlich zu etwas größeren Zugkräften im Vergleich zum weichen Klebstoff führen, aber gleichzeitig die Mörtelmatrix schonen. Aufgrund der besser kalkulierbaren Ergebnisse wurde im Folgenden der weiche Klebstoff verwendet.

Verankerung:

Bei der Applikation in der Praxis stellt sich im Besonderen an Öffnungen durch Fenster oder Türen die Frage der Verankerung des Verstärkungssystems. Hierzu wurden zwei Tastversuche an Ziegelsteinen durchgeführt, bei denen das Textil mit

3 cm und 5 cm um die Ecke geschlagen wurde und dort im Mörtelbett verankert wurde (siehe Kopfseite in Abbildung 4.6 rechts). Auf der Frontseite des Körpers blieb das Textil frei. Nur zur genaueren Führung des Textils wurde auch der erste Zentimeter in Belastungsrichtung vermörtelt. Als Verbundverbesserung wurde der weiche Klebstoff mit der groben Körnung im Verankerungsbereich verwendet. Durch die freie Faserlänge von 220 mm wurden die Verformungswerte stark beeinflusst, so dass diese nicht als charakteristisches Merkmal angesehen werden können. Daher kann hier nur die maximale Belastbarkeit als gewonnene Information verwendet werden. Die Tragfähigkeit bei 3 cm Eckverbindung betrug 2,42 kN und bei 5 cm 4,59 kN. Damit wurden die Fasern im letzteren Fall ab dem ersten Zentimeter von der Kante aus gemessen zu 39% ausgenutzt. Da oft von den Ecken der Öffnungen Risse ausgehen, wird empfohlen, eine Verankerungslänge um die Ecke sowie auf geradlinigen Verankerungsstellen von 12 cm einzuhalten, was der Verbundlänge der Zugversuche ohne Umlenkung entsprach und sich dort bewährt hatte.

Tabelle 4.2: Übersicht der Verbundversuche am Eckdetail

Nr.	Mörtelmatrix	Textil	Textileigenschaften	F _{max} [kN]
V1	Röfix V8	T8400-KQb	3 cm Verankerung	2,42
V2	Röfix V8	T8400-KQb	5 cm Verankerung	4,59

Grundputz:

Bei der nachträglichen Applikation von *eq-grid* gibt es in der Praxis zwei Möglichkeiten. Entweder man entfernt den ganzen Außenputz bis auf den Mauerstein oder man schleift nur die Fassadenfarbe und den Putz leicht an und trägt die neue Mörtelschicht auf den restlichen verbleibenden Grundputz auf. Letztere Variante zeichnet sich durch eine wesentlich schnellere und somit wirtschaftlichere Arbeitsweise aus. Allerdings stellt sich die Frage, ob die zuvor gemachten Untersuchungen noch ihren Gültigkeitsbereich haben, da man eine zusätzliche Versagensgrenzschicht einbringt.

Zur Beantwortung dieser Fragestellung wurden vier Versuchskörper mit *Röfix Grundputz 510* verputzt und nach 2 Wochen angeschliffen. In zwei Fällen wurde noch zusätzlich ein Tiefengrundverfestiger aufgetragen, der die durch Schleifen vorgeschädigte Grundputzschicht nachträglich verstärken sollte. Anschließend kam der Mörtel *Röfix V8* mit den Fasern auf die gesäuberte Oberfläche. Auch hier wurden zwei der vier Proben mit einer Faserbeschichtung ausgestattet, um der Grundputzschicht die größtmögliche Belastung zukommen zu lassen. Aufgrund der wesentlich stabileren Versuchsergebnisse mit weichem PU-Klebstoff und grober Kör-

nung wurde diese Variante gewählt. Die Ergebnisse in Abbildung 4.7 zeigen, dass die Abweichungen nur sehr gering sind, so dass man dem Untergrund und dem Verfestiger keine große Rolle zuschreiben darf. Erwähnenswert ist auch die Tatsache, dass die einseitige Beschichtung scheinbar keine Beeinträchtigung des Verbundes bewirkt.

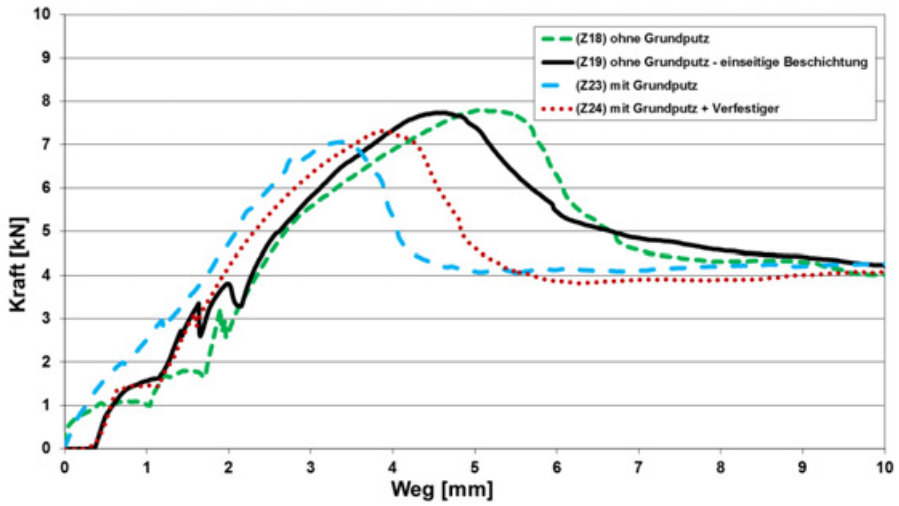


Abb. 4.8: Abhängigkeit vom Untergrund. (Beschichtung mit „Klebstoff weich + Quarzsand grob“)

Es wurde kein Versagen in und an der Grenzschicht beobachtet, sodass anhand dieser Ergebnisse davon ausgegangen werden kann, dass eine Applikation auf einen Grundputz mit einer mittleren Haftzugfestigkeit von $0,33 \text{ N/mm}^2$ zum Untergrund für diese Arbeitsweise unproblematisch ist. Dieser Wert wurde als Mittelwert anhand zweier Haftzugprüfungen an der Verbindung Grundputz 510 zu *Röfix 1/8* bei Ziegelstein ermittelt.

Eq-top:

Der Versuchsaufbau nach Abbildung 4.1 rechte Seite war für die außenliegende und somit exzentrische Gewebeaufklebung für Kalksandsteinmauerwerk eher ungeeignet. Denn das Versagen trat in den meisten Fällen in der Putzschicht bzw. der Ablösung der Putzschicht durch die exzentrische Lage der Verstärkung auf und nicht in der Verklebung selbst.



Abb. 4.9: Versagensfälle der Putzschicht bei unterschiedlichen Verbundlängen

Trotzdem lieferten die fünf Versuche mit unterschiedlichen Gewebelängen wertvolle Erkenntnisse über die notwendige Verankerungslänge und dem Last-Verformungsverhalten bei einer Rissöffnung. Die Versuchsparameter für diese Verstärkungsart sind in folgender Tabelle zusammengefasst. Als Klebstoff wurde in fast allen Fällen die Polyurethandispersion *BMS 2* verwendet. Nur die Probe (Z29) wurde mit *Curvalin 3627 HV* beklebt

Tabelle 4.3: Übersicht der Verbundversuche mit dem System *eq-top*

Nr.	Steinart	Textil	Verbundlänge	Versagensart	F _{max} [kN]
Z28	Kalksandstein	ohne	nur Putz	Zugversagen Putz	0,07
Z29	Kalksandstein	eq-fiber	12 cm	Klebstoffablösung	4,70
Z30	Kalksandstein	eq-fiber	3 cm	Putzablösung	2,74
Z31	Kalksandstein	eq-fiber	6 cm	Putzablösung	5,37
Z32	Kalksandstein	eq-fiber	9 cm	Putzablösung	6,81
Z33	Kalksandstein	eq-fiber	12 cm	Putzablösung	9,48
Z34	Kalksandstein	eq-fiber	24 cm	Putzablösung	8,07
Z35	Ziegelstein	eq-fiber	12 cm	Faserversagen	11,18

Sieben Versuchskörper wurden auf Vorder- und Rückseite mit Putz, ganzflächig 1 cm dick verputzt. Verwendet wurde dazu, wie auch in den folgenden Kapiteln für den Untergrundputz, ein *Knauf Goldband Fertigputzgips*, dessen Austrocknungszeit im Innenraumklima von 28 Tagen +/- 1 Tag bei 20 Grad Raumtemperatur (+/- 2 Grad C°) streng eingehalten wurde.

Sechs Gewebestreifen gleicher Breite (115 mm) aber mit den unterschiedlichen Längen von 60 mm, 120 mm, 180 mm, 240 mm und 480 mm wurden mittig über den vorgegebenen Riss aufgeklebt, so dass Verankerungslängen von 3 cm, 6 cm, 9 cm, 12 cm und 24 cm vorlagen.

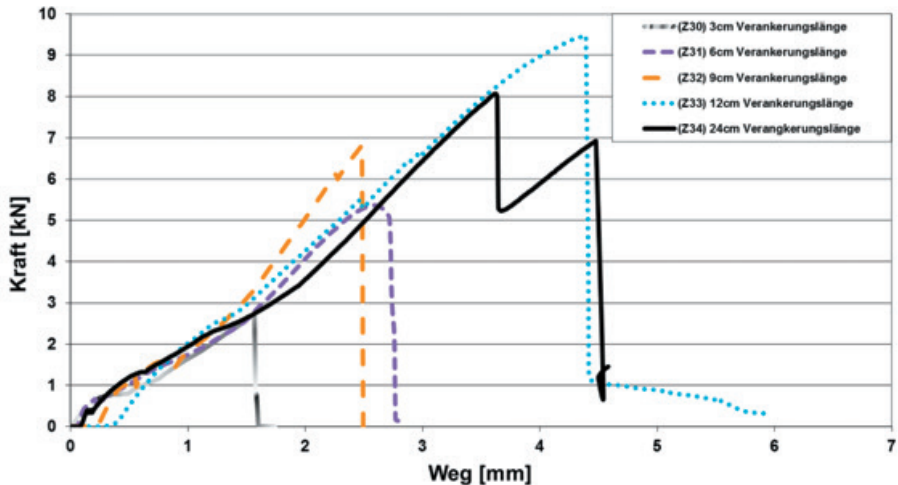


Abb. 4.10: Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von der Verankerungslänge

Wie aus Abbildung 4.9 ersichtlich, trat das Versagen bei Kalksandsteinen nur in der Grenzschicht zwischen Putz und Steinschicht auf. Bei der Probe mit einer Verbundlänge von 24 cm wurden in der Putzschicht zwei Risse im Abstand von ca. 10 cm zum ersten mittigen Riss an der vorgegebenen Stelle registriert, was gleichzeitig mit einem starken Abfall der Tragfähigkeit einherging und in Bild 4.10 zu sehen ist. In Bild 4.11 sind die maximalen Lasten des Hydraulikkolbens über die Verbundlänge aufgetragen und man erkennt deutlich den nichtlinearen Zusammenhang. Es ist hier anzumerken, dass die Last bei der größten Verbundlänge sogar abfiel.

Der Vergleich zweier Versuchskurven bei unterschiedlichem Steinmaterial zeigt deutlich, dass die Grenzen eindeutig in dem Verbund zwischen Putz und Stein zu finden sind. Während bei Kalksandstein dort das Verbundversagen eintrat, konnte mit Ziegelstein das Gewebe zum Versagen gebracht werden. Der Verbund war bei letzterer Steinart unbeschädigt. Das heißt, die Güte des Systems kann im Voraus durch einen Test der Haftzugfestigkeit des bestehenden Putzes eingeschätzt werden.

4 Experimentelle Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk

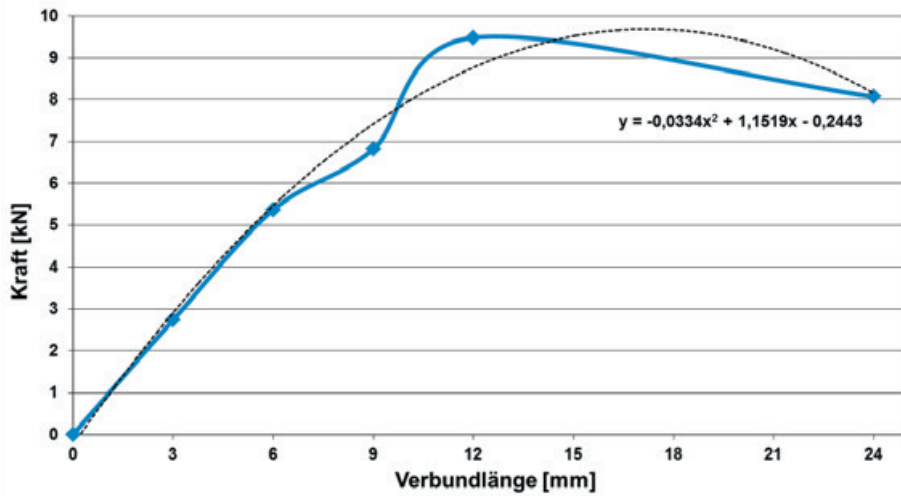


Abb. 4.11: Maximallastentwicklung des Verbundes bei unterschiedlichen Verankerungslängen

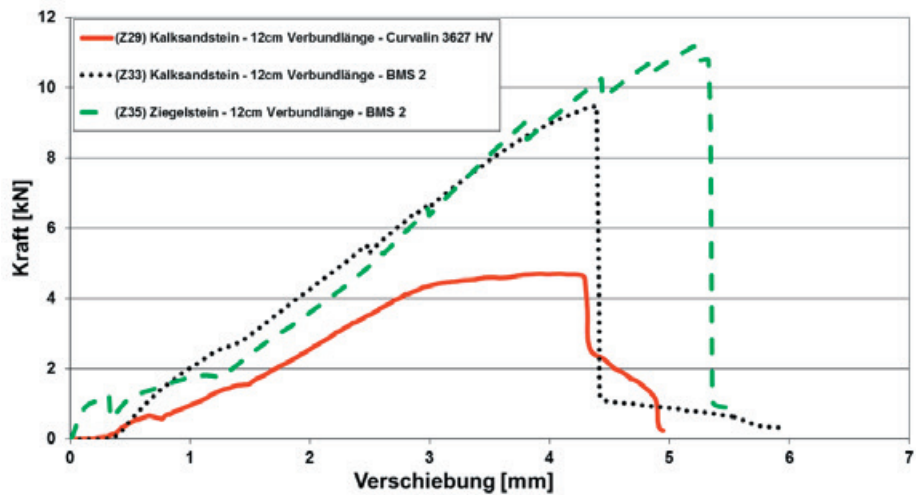


Abb. 4.12: Vergleich unterschiedlicher Haftuntergründe für den Putz

4.1.2 Lastabtragungsmechanismen von Scherkörpern

Wie eingangs erwähnt, erhält man beim Abscheren der Rissufer ganz andere Tragwirkungen und Effekte mit Faserverstärkungen. Deshalb wird hier eine zusätzliche Untersuchung des Schubverhaltens im Kleinformat vorgenommen, welche auch zur Bewertung von unterschiedlichen Parametern dienen soll. Diese Vorgehensweise hat sich auch in der Literatur bei anderen Autoren, unter anderen bei [76], [24], [247] und [156] bewährt.

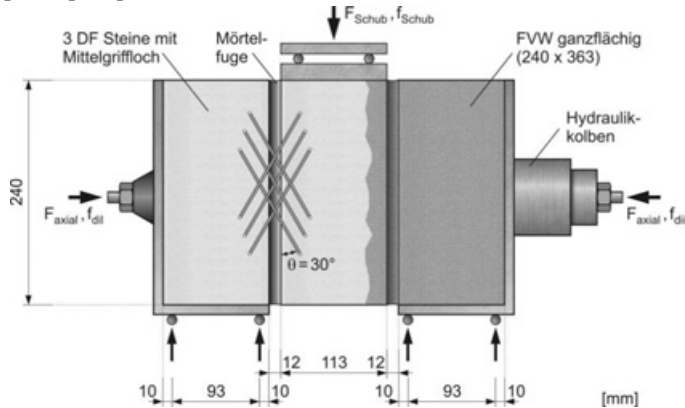


Abb. 4.13: Vergleich unterschiedlicher Haftuntergründe für den Putz

Das Prinzip des Versuchstandes beruht auf der DIN EN 1052-3 [59], wobei zusätzlich die Verstärkungen beidseitig auf den „3-Stein-Körper“ angebracht wurden (siehe in Abbildung 4.13). Wie in dieser Arbeit wurde auch in [247] und [156] festgestellt, dass die Materialparameter zwischen den Versuchen und den Normen wie DIN 1053-100 und EC 6 zum Teil deutlich voneinander abweichen, weil globale Materialparameter verwendet werden. Diese Tatsache führte dazu, eine detailliertere und modifizierte Definition der Anfangsscherfestigkeit f_{v0k} und des Reibungsbeiwerts μ zu geben, um die späteren Formulierungen der empirischen Bemessungsansätze besser nachvollziehen zu können. Die Beobachtung, dass nach dem Lastmaximum die Schubfugen brechen und kein Haftverbund mehr besteht, führt zur einfachen Ablesbarkeit der Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} wie in Abbildung 4.14. Allgemein zeigt sich direkt nach dem Bruch, dass noch ein großer Reibungsbeitrag übrig bleibt, der beim Prozess des Abgleitens - das heißt bei immer größer werdender Schubverformung -, immer geringer wird. Diese Abminderung lässt sich mathematisch durch einen geringeren Reibungskoeffizienten beschreiben, der proportional auf einen Endwert absinkt, wenn sich die Fuge durch Absanden des Mörtels stabilisiert. Entsprechend wird hier ein Reibungsbeiwert μ_{prior} für den Be-

ginn der Rissöffnung und ein Reibungsbeiwert μ_{end} nach Abschluss des Gleitprozesses eingeführt. Anhand des Referenzversuchs (S1) wurde für Kalksandstein ein μ_{prior} von 0,85 und ein μ_{end} von 0,6 gemessen.

Im Versuchsaufbau wurden die beiden außen liegenden Steine in stählernen L-Profilen starr auf Rollen gelagert und die mittig durch die Lochung der Steine verlaufende Gewindestange horizontal mit einer konstanten Kraft $F_{\text{axial}} = 8,4 \text{ kN}$ kraftgeregelt vorgespannt. Eine speziell angefertigte Abstandsschablone hielt genau die Rollenabstände ein und stellte somit eine immer gleiche innere Momentenbelastung sicher, so dass die Vergleichbarkeit aller Versuche gegeben war. Aufgezeichnet wurden insbesondere die Kraft F_{Schub} und Verschiebung f_{Schub} des wegeregulierten Hydraulikkolbens, der auf den mittleren Stein einwirkte. Die Geschwindigkeit der Belastung betrug $1,5 \text{ mm/min}$.

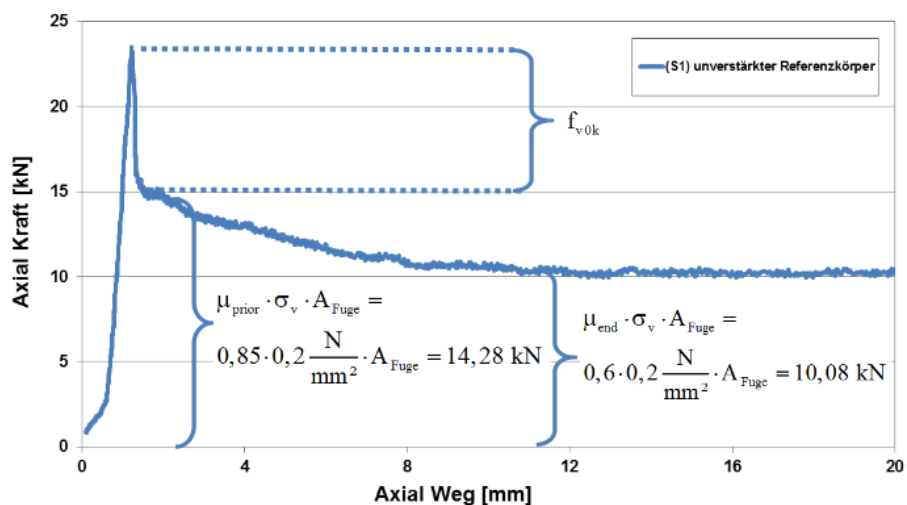


Abb. 4.14: Definition und Messwerte der Reibungskoeffizienten μ_{prior} und μ_{end}

Die Verarbeitung der Materialien erfolgte frisch in frisch. Anschließend wurde streng eine Trocknungszeit von 28 Tagen +/- 1 Tag bis zur Prüfung eingehalten. Nur bei der auf Klebstoff basierenden Variante *eq-top* wurde das Gewebe auf den zuvor mindestens eine Woche lang ausgetrockneten Putz appliziert, so dass die Klebung im Schnitt ca. 20 Tage alt war. Wie im Kapitel zuvor wird wieder sinn gemäß zwischen den beiden verschiedenen Verstärkungssystemen aufgrund der unterschiedlichen Mechanismen getrennt analysiert.

Eq-grid:

Die Zugversuche aus Kapitel 4.1.1 haben eindeutig gezeigt, dass der Verbund zwischen Gewebe und Matrix der entscheidende Parameter für die Ausnutzung der Zugfestigkeit einer Faser ist. Dementsprechend wurden sieben verschiedene Mörtel ausgewählt, die als geeignet angesehen wurden. Sie unterteilten sich prinzipiell in zwei unterschiedliche Klassen. Die Polymervergüteten Mörtel und die Kalk-Zement-Mörtel:

Tabelle 4.4: Verwendete Mörtelarten

Polymervergütete Mörtel	Kalk-Zement-Mörtel
Sikagard® 720 EpoCem	Röfix weich
Sika MonoTop®-722 Mur	Röfix V7
Röfix hart	Röfix V8
-	Röfix V9

Tabelle 4.5: Zusammenfassende Ergebnisse am 3-Stein-Körper für eq-grid.

Nr.	Mörtel	Textil	Versagensart	$F_{\text{schub},20\text{mm}}$	$F_{\text{schub,max}}$
S1	ohne	ohne	Fugenversagen	10,22	23,45
S2	Sikagard 720 EpoCem	T8300	Faser	16,69	36,46
S3	Sika MonoTop-722 Mur	Ohne	Mörtel-Stein	-	32,78
S4	Sika MonoTop-722 Mur	T8300	Faser-Mörtel	17,71	55,34
S5	Sika MonoTop-722 Mur	T8300	Faser-Mörtel	12,34	51,99
S6	Sika MonoTop-722 Mur	T8300	Faser-Mörtel	11,38	44,95
S7	Röfix weich	T8300	Faser-Mörtel	15,44	22,82
S8	Röfix weich	T8300	Faser-Mörtel	16,48	24,07
S9	Röfix weich	T8300	Faser-Mörtel	14,02	26,28
S10	Röfix hart	T8300	Mörtelschicht 2	13,92	24,89
S11	Röfix hart	T8300	Faser-Mörtel	11,91	35,96
S12	Röfix hart	T8300	Mörtelschicht 2	14,12	26,83
S13	Röfix V7 – dünn	T8400-L	Mörtelschicht 2	22,27	32,49
S14	Röfix V7 – dick	T8400-L	Faser-Mörtel	24,27	45,05
S15	Röfix V8 – dünn	T8400-L	Mörtelschicht 2	25,99	37,37
S16	Röfix V8 – dick	T8400-L	Faser-Mörtel	25,52	47,03
S17	Röfix V8 -dünn einseitig	T8400-L	Mörtelschicht 2	19,90	28,59
S18	Röfix V9 – dünn	T8400-L	Mörtelschicht 2	25,81	37,31
S19	Röfix V9 – dick	T8400-L	Faser-Mörtel	27,98	42,37
S20	Ohne - Ziegelstein	ohne	Fugenversagen	--	36,92
S21	Röfix V8 – dick mit Teflonfugen	T8400-KQe	Faser-Mörtel	6,00	17,25

Eine Zusammenfassung der Schubversuche mit Übersicht der verwendeten Parameter wird vorab in Tabelle 4.5 dargestellt. Für jeden Versuch wurden die Versagensart, die verbleibende Kraft nach 20 mm Verformung des Mittelsteins $F_{\text{schub},20\text{ mm}}$ und die maximale Last $F_{\text{schub,max}}$ angegeben.

Bei der Untersuchung der Gruppe der polymervergüteten hochfesten Zementmörtel zeigten sich sehr große Unterschiede im Lastverformungsverhalten. Es wurden aber durchweg positive Verstärkungseffekte beobachtet. Der Mörtel *Röfix hart* wies aufgrund seines zu schnellen Aushärtens bei der Verarbeitung eine geringe Verstärkungswirkungen auf und versagte durch Ablösung der gesamten Außenschale, weil das textile Flächengebilde nicht richtig von dem frischen Mörtel durchdrungen werden konnte. Diese Erscheinung wurde bei dem Mörtel *Sikagard® 720 EpoCem* nicht beobachtet. Durch die sehr feine Mörtelstruktur, konnte ein sehr guter Verbund sichergestellt werden, so dass ein sehr stabiles und plastisches Verhalten erzielt wurde. Dies war der Fall, obwohl das Material mit einer Schichtdicke von ca. 5 mm etwa nur halb so dick aufgetragen wurde, wie die restlichen Mörtel. Die vergleichsweise hohe Traglast, des Mörtels *Sika Monotop® -722 Mur* resultierte durch dessen dickeren Auftrag und die damit zusätzlich aktivierten Kurzfasern, die diesem Mörtel hinzugefügt waren. Auffällig war die große Schwankungsbreite der Ergebnisse dieses Mörtels mit 10 kN Differenzen und dem schnellen Lastabfall, durch die sich kontinuierlich aus dem Verbund herausziehenden Fasern.

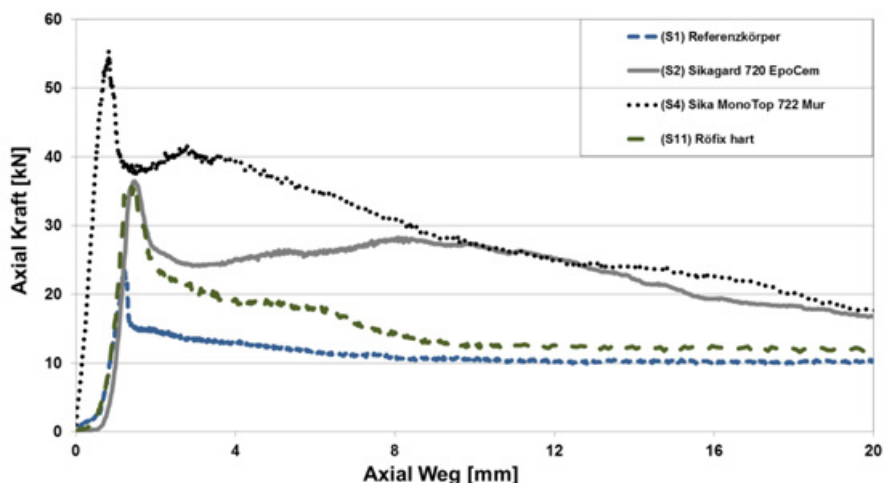


Abb. 4.15: Vergleich der vergüteten Zementmörtel im Schubversuch

Des Weiteren wurden von der Gruppe der Kalk-Zementmörtel vier weitere Verbindungsmatrizen getestet. Aufgrund ihrer ähnlichen Druckfestigkeit, Steifigkeit und Biegezugfestigkeit verhielten sich diese Mörtel ähnlich. Die günstigsten Ergebnisse lieferte der Mörtel *Röfix V8* und wurde auch wegen der geringsten Porosität für weitere Untersuchungen ausgewählt. Diese Porosität konnte an Prüfkörpern für die Ermittlung der Biegezugfestigkeit und an getesteten Zugkörpern, die zerschnitten wurden, in Augenschein genommen werden. Neben der Anzahl und Größe der Poren um eine Faser herum, wird auch die Schichtdickenstärke als Maß für den Widerstand bei einer Schubbelastung gesehen. Dies zeigte sich besonders beim Versagensmechanismus der Proben. War nur eine dünne Deckschicht von ca. 3 mm vorhanden, blätterte die Außenschale im Bereich von 5 cm über der Mörtelfuge ab, so dass sich die Fasern herauslösten und sich ihre Spannung abbaute. Im Fall einer dickeren Deckschicht konnten sich die Fasern nicht aus dem Mörtel heraus schneiden.

Im Kraftverformungsverlauf zeigte sich bei Verwendung des Mörtels *Röfix V8* ein sehr konstantes plastisches Widerstandslevel über die gesamte Schubverformung hinweg. Dies wurde sowohl bei dünner als auch dicker Deckschicht beobachtet, wobei im letzteren Fall das Lastniveau ca. 5 kN höher lag.

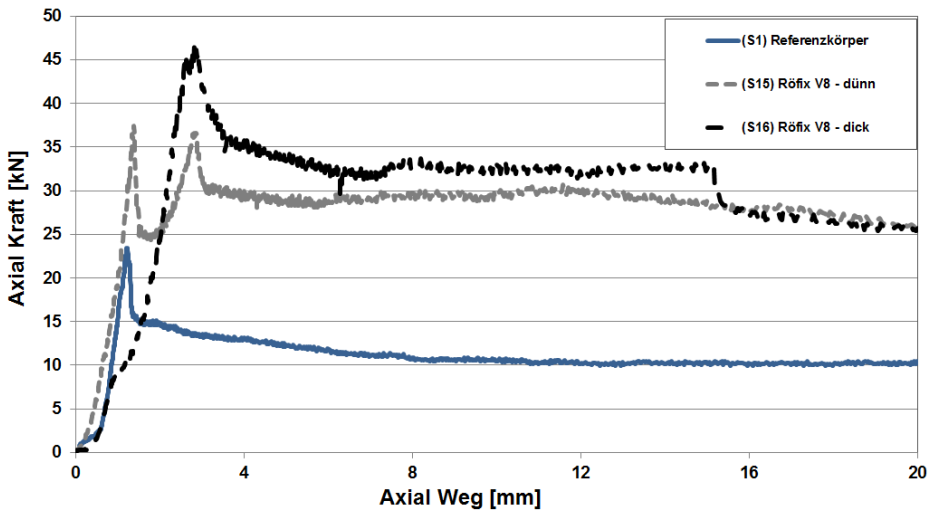


Abb. 4.16: Vergleich von dünner und dickerer oberer Mörteldeckschicht

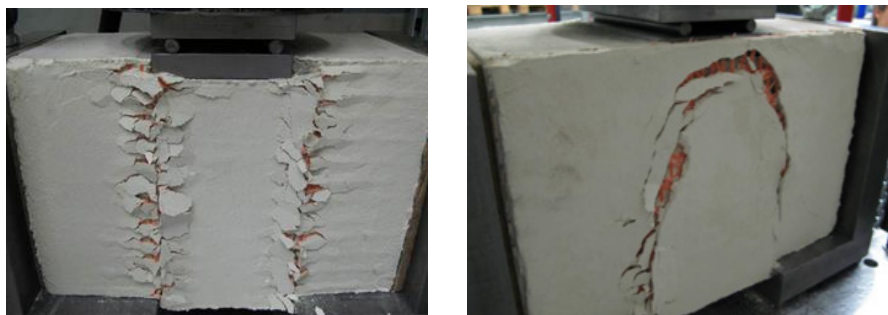


Abb. 4.17: Schollenförmiges Versagen der oberen Deckschicht (Mörtelschicht 2) bei dünnem Materialauftrag (S15) (links), **Abb. 4.18:** Verbundversagen Faser-Mörtel bei dickerer Deckschicht des Versuchskörpers (S16)

Eq-top:

Für das Aufkleben des biaxialen Gewebes direkt auf einen bestehenden Grundputz stellte sich die Frage, ob eine ausreichende Tragfähigkeit des Untergrunds in jedem Fall gewährleistet ist. Da sich bei der Mode-I-Beanspruchung zeigte, dass man mit Ablösungen rechnen musste, wurden hier zwei unterschiedliche Putze verwendet. Dies war wieder der *Knauf Goldband Fertigputzgips* und ein niederfester magerer Zementputz. Letzterer zeigte gleich zu Beginn des Bruchvorgangs Ablösungsercheinungen auf einer Seite und führte zusammen mit Klebstoffablösungen (*Curvalin D 3627 HV*) zu einem unkontrollierten Versagen unter starken Lastschwankungen. Ähnliches konnte im Falle der besseren Putzqualität nicht beobachtet werden. Hier war das Last-Verformungsverhalten von einem kontinuierlichen Ablösen des Klebstoffs und starker Schubverzerrung des Gewebes gekennzeichnet. Bis auf Versuchskörper (S23) traten überall Klebstoffablösungen vom Putz statt. Dieses Resultat zeigt auf, dass vor Applikation des Systems eine gewisse Putzqualität vorgegeben sein muss, damit die Leistungsfähigkeit der Verstärkung ausgenutzt werden kann.

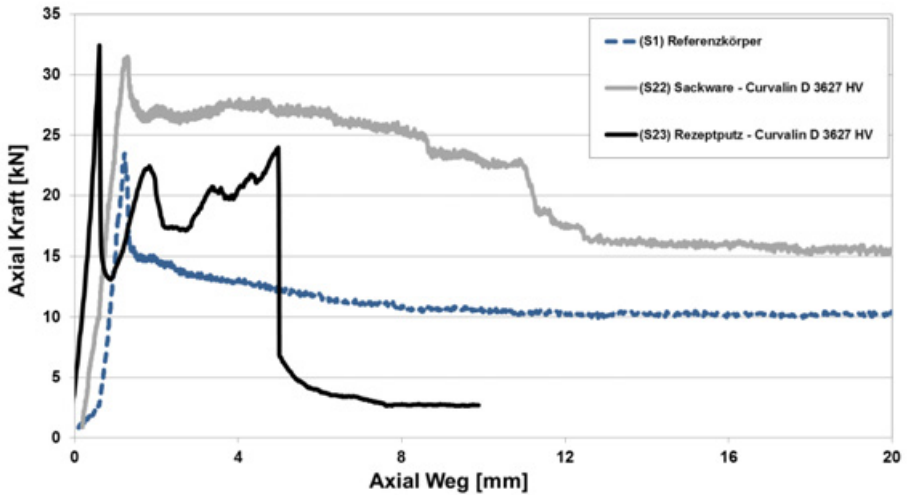


Abb. 4.19: Vergleich verschiedener Grundputzqualitäten bei der Verstärkung eq-top

Der Vergleich verschiedener Klebstoffe in Abbildung 4.20 zeigt klar, wie groß der Einfluss eines geeigneten Klebstoffs für die Schubbelastung ist. Anhand von Modifikationen am Klebstoff *Curvalin 3627 HV*, konnte speziell mit dem Klebstoff *BMS 4* ein deutlich verbessertes Nachbruchverhalten erreicht werden. Dies zeigte sich in einem fast ideal-plastischen Last-Verformungsverhalten. Anzumerken sind die großen Lastabfälle nach 12 mm Schubverformung, als sich gleichzeitig plötzliche reiverschlussartige Ablösungen der Verstärkungen zeigten. Des Weiteren wurde bemerkt, dass nach dem Versagen beider Seiten der Verstärkung sich öfters ein höheres Lastniveau zeigte als bei dem Referenzkörper. Ob sich in der Fuge andere Bruchmechanismen durch die zusätzliche horizontale Verspannung der Verstärkung ereigneten, blieb ungeklärt. Für die spätere Bemessung erscheint allerdings die Verwendung des neu definierten Reibungskoeffizienten μ_{prior} von 0,85 als guter Anhaltspunkt.

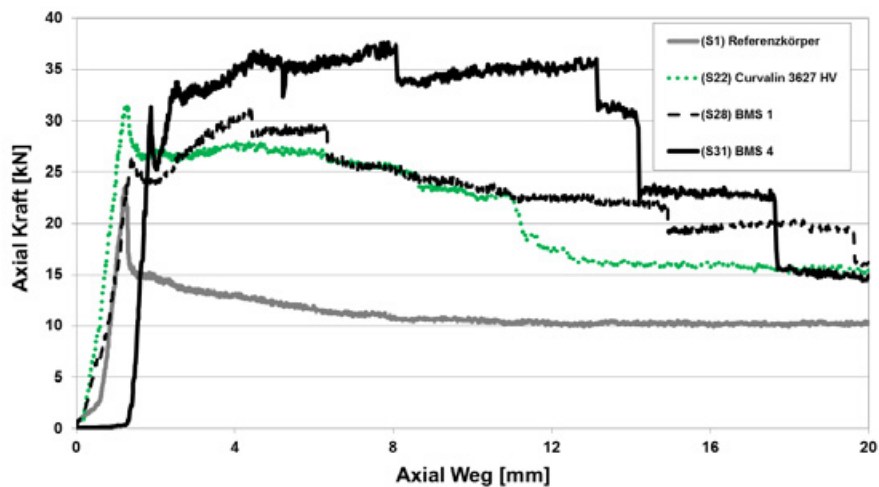


Abb. 4.20: Vergleich verschiedener Klebstoffe bei der Verstärkung eq-top

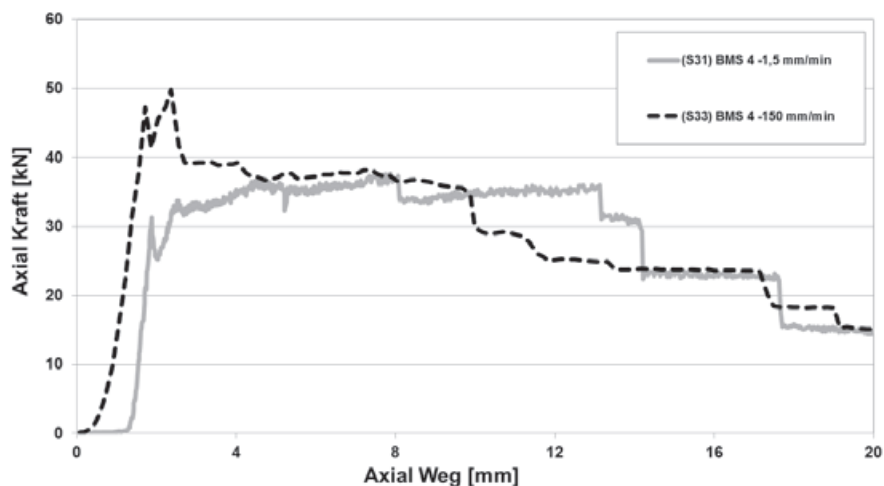


Abb. 4.21: Vergleich verschiedener Belastungsgeschwindigkeiten der Verstärkung eq-top

Die Vermutung, dass ein sich plastisch verformender Klebstoff auch eine dämpfende Eigenschaft haben könnte, die geschwindigkeitsabhängig ist, führte zu der Entscheidung, auch einen Tastversuch durch Variation der Belastungsgeschwindigkeit um den Faktor 100 durchzuführen. Dabei wurde die Vermutung, dass im

plastischen Bereich ein Einfluss bestehen könnte, nicht bestätigt. Allerdings zeigte sich während des ersten Bruchvorgangs ein sehr deutlicher Einfluss. Die Tragfähigkeit war bei erhöhter Belastungsgeschwindigkeit um 32% höher. Der Effekt war zwar nicht so deutlich wie bei dem Test an dem Klebstoff alleine in Kapitel 3.4.3, jedoch deutet dieses Verhalten auf ein wesentlich komplexeres Verhalten unter dynamischer Belastung hin. Zusammenfassend sind in Tabelle 4.6 alle Ergebnisse, Versuchsparameter und Versagensfälle aufgelistet:

Tabelle 4.6: Zusammenfassende Ergebnisse am 3-Stein-Körper für eq-top.

Nr.	Putz	Klebstoff	Versagensart	$F_{\text{schub},20 \text{ mm}}$	$F_{\text{schub,max}}$
S22	Sackware	Curvalin 3627 HV	Klebstoff-Putz	15,34	31,46
S23	Rezeptputz	Curvalin 3627 HV	Putz-Stein	--	32,39
S24	Sackware	BMS 22BMS	Klebstoff-Putz	25,34	34,69
S25	Sackware	BMS 2	Klebstoff-Putz	17,17	35,71
S26	Sackware	BMS 3	Klebstoff-Putz	13,87	31,15
S27	Sackware	BMS 3	Klebstoff-Putz	10,07	37,20
S28	Sackware	BMS 1	Klebstoff-Putz	15,97	31,05
S29	Sackware	BMS 1	Klebstoff-Putz	20,92	32,99
S30	Sackware	BMS 1	Klebstoff-Putz	18,29	35,40
S31	Sackware	BMS 4	Klebstoff-Putz	14,93	37,62
S32	Sackware	BMS 2	Klebstoff-Putz Witterung	11,75	28,22
S33	Sackware	BMS 4	Klebstoff-Putz	15,16	49,81

4.1.3 Wandversuche

In Kapitel 2.1.6 wurde bereits eine Definition zur Erfassung der Duktilität von Last-/ Verschiebungskurven nach Magenes [139] getroffen. Zur Berechnung und Bewertung verschiedener Verstärkungsmaßnahmen werden dafür die Umhüllenden der Hysteresekurven von kleinen Wandelementen verwendet, die im Folgenden vorgestellt werden.

Ein weiterer Parameter, der aus den Versuchsdaten ermittelt wird, ist die äquivalente viskose Dämpfung ζ_{eq} des inelastischen Einmassenschwingers (EMS) nach Takeda [216] und Chopra [33], die als Maß der Energiedissipation Eingang findet. Die gesamte viskose Dämpfung ζ_{tot} setzt sich dann aus dem viskosen Dämpfungsmaß ζ , welches mit 5 % angenommen wird und dem der äquivalenten viskosen Dämpfung ζ_{eq} zusammen.

$$\zeta_{\text{eq}} = \frac{E_D}{4 \cdot \pi \cdot E_s} \quad (\text{Gl. 4.1})$$

$$\zeta_{\text{tot}} = \zeta + \zeta_{\text{eq}} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

Dabei ist E_D die dissipative Energie der Hysteresekurve, die aus der eingeschlossenen Fläche der Hülle ermittelt werden kann. Die Dehnungsenergie E_s kann aus der maximalen Last bei zugehöriger Verschiebung ermittelt werden mit:

$$E_s = 0,5 \cdot F_{\text{max}} \cdot \Delta_y \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Versuchsaufbau:

Im Falle eines Erdbebens müssen die aussteifenden Schubwände die zusätzlichen vertikalen, aber insbesondere auch die horizontalen Lasten auffangen. Aufgrund der zyklischen Beschleunigungen des Erdbodens wird die Gebäudemasse in Form von sowohl positiven als auch negativen Kräften aktiviert. Analog diesem Belastungsszenario kamen in den experimentellen Untersuchungen zyklische und gleichzeitig biaxial belastete Mauerwerksscheiben der Größe 1,25 m x 1,25 m x 0,24 m zum Einsatz. Durch den wesentlich kleineren Versuchskörper im Vergleich zu Experimenten in der Literatur, waren bedeutende Einsparungen sowohl an Material als auch an Arbeitszeit möglich, so dass dadurch mehrere Untersuchungsparameter bei einer höheren Anzahl an Wänden mit den gegebenen Ressourcen möglich waren. Trotz der reduzierten Größe konnten an diesen Wänden die zuvor getrennt untersuchten Versagensfälle nach Mode I und Mode II in Kombination so analysiert werden, als wären keine Skalierungen vorhanden. Durch die Höhen- und Längenskalierung von 2:1 im Vergleich zu geschosshohen Wänden sind die resultierenden Belastungswerte in horizontaler Richtung nicht repräsentativ, jedoch lassen sich die verstärkenden Effekte der vorgeschlagenen Lösungen eindeutig

erkennen und miteinander vergleichen. Die direkte Vergleichbarkeit der Belastungswerte ist für Zwischenwände/Riegel von Öffnungen gegeben, die oft nur die halbe Geschosshöhe betragen. Solche Wände sind meist die ersten Teile des Bauwerks wo sich In-plane Schäden bei Erdbebeneinwirkung entwickeln wie in den folgenden Abbildungen ersichtlich.



Abb. 4.22: Diagonale Schubrisse zwischen zwei Fenstern (links), Risse in einer Faserverstärkung (rechts), Detail aus Kapitel 4.22

Der Versuchsaufbau wurde so gewählt, dass eine reine Schubbelastung, aber keine Biegebelastung erfolgte. Dadurch war es möglich den in der Realität häufigsten vorkommenden Versagensfall (siehe Abbildung 2.13, Fall c)) dem Mauerwerk aufzuzwingen und zur Vergleichbarkeit heranzuziehen.

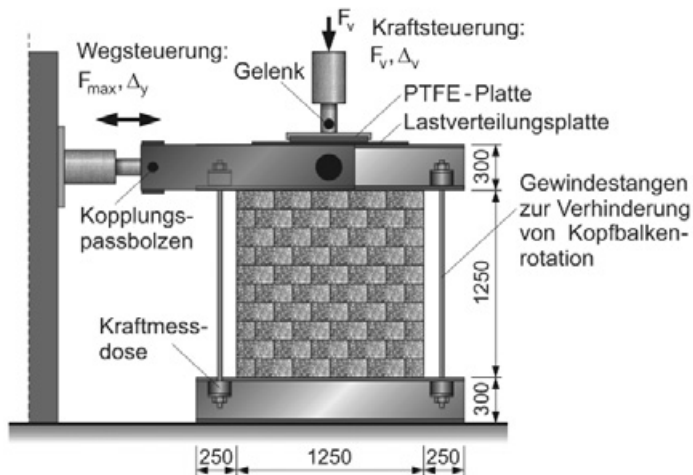


Abb. 4.23: Versuchsaufbau der Wandschubversuche

Die Verhinderung der Biegung wurde mit vertikalen schlanken Gewindestangen realisiert, die eine Verdrehung des Kopfbalkens verhindern sollte. Zur Kontrolle,

um den Einfluss der Gewindestangen aufzuzeichnen, wurden sie zusammen mit Kraftmessdosen verschraubt und jeweils mit 9 kN vorgespannt. Die Wand war dadurch zwischen zwei Stahlträgern gespannt und konnte einfach transportiert werden. Über eine Lastverteilungsplatte wurde mit dem vertikalen Hydraulikkolben eine konstante Auflast von insgesamt 120 kN kraftgeregt aufgebracht und entsprach einer Normalspannung auf die Mörtelfuge von $0,4 \text{ N/mm}^2$, was dem Niveau bei einem Einfamilienhaus in der Erdgeschosswand entsprach. In allen Versuchen wurde dieser Parameter nicht verändert, so dass eine Vergleichbarkeit aller Wandversuche miteinander gegeben war. Die horizontale Verschiebbarkeit der Wand wurde durch ein Kalotten-Gleitstützlager vor der Lastenteilung realisiert. Mit zwei Stahlschwertern wurde eine Kopplung zwischen horizontalem Hydraulikkolben und dem Kopfbalken mit gelenkigem Anschluss hergestellt. Passbolzen stellten eine steife Verbindung mit wenig Schlupf sicher, um nicht die Verschiebungswerte der Wand zu verfälschen. Durch den im Kopfbalken mittigen Anschluss konnte eine symmetrische zyklische Belastung erfolgen. Als Hauptparameter wurden die Verschiebung und der Widerstand, die dem horizontalen und weggeregelten Hydraulikkolben entgegengesetzt waren, aufgezeichnet.

Das Versuchsprogramm bestand aus mehreren Verschiebungsstufen und folgte den Werten 1 mm, 2 mm, 4 mm, 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 14 mm, 16 mm, 18 mm, 20 mm, 24 mm, 28 mm, 32 mm. Jede Verschiebungsstufe wurde positiv und negativ jeweils dreimal mit dem Hydraulikkolben abgefahren. Ein Sinuszyklus mit einem positiven und negativen Wert betrug 120 Sekunden. Dadurch wurde die Belastung so langsam aufgebracht, dass genug Zeit für visuelle Untersuchungen vorhanden war. Allerdings wurden damit die Dehnratenabhängigkeit der Materialien und die Geschwindigkeit der Versagensentwicklung, die bei einer schnellen dynamischen Erdbebenbelastung stattfinden würde, eliminiert. Diese wird bei dynamischen Rütteltischbelastungen im nächsten Kapitel berücksichtigt. Des Weiteren muss man berücksichtigen dass durch jeden Zyklus vor dem Erreichen des Lastmaximums eine Vorschädigung der Wand stattgefunden hatte, die im Vergleich zur monoton steigenden Belastung zu einer geringen Reduzierung des Lastmaximums führen würde, wie in [6] gezeigt wurde.

Für die Wandkörper wurden die in Kapitel 4.1.2 genannten Baustoffe verwendet und analog zu den beiden vorigen Kapiteln verarbeitet. Als Fugenmörtel wurde überall nur „Fugenmörtel KA“ verwendet, um dem Umstand von alter Bausubstanz zu entsprechen. Nur die unterste und oberste Fuge zum Stahlbalken hin wurde mit einem besseren betonartigen Mörtel versehen, um den in der Praxis besseren Verbund zu dem aufliegenden Betonbauteil zu berücksichtigen. Die Parameter der Wandversuche wurden im Hinblick gewählt, erstens auf möglichst realistische

Randbedingungen zu achten und zweitens den Wänden mit den Verstärkungssystemen ein günstiges Erdbebenverhalten beizubringen. Daher wurde an einer laufenden Fortentwicklung der Faserprodukte, der Beschichtung und der Matrix gearbeitet, die aus den Vorversuchen in Kapitel 4.1.1 und 4.1.2 ausgewählt wurden. Als variierende Versuchsparameter wurden berücksichtigt:

- Steinmaterial und Steinformat
- Oberflächenbeschaffenheit (glatt und uneben)
- Faserprodukt
- Mörtelmatrix, Klebstoff
- Verankerungen in der Wandebene
- Starke Vorschädigung
- Faserbeschichtungen

Insgesamt wurden 13 Wandversuche mit drei unterschiedlichen Steintypen durchgeführt. Drei Referenzwände, 5 Wände mit dem eq-grid System und 4 Wände mit dem eq-top System konnten untersucht werden.

Versuchsergebnisse Eq-grid:

Das Verstärkungssystem *T8300* mit der Matrix *Sikagard® 720 EpoCem*, was auch bei München [156] an Kalksandstein getestet wurde, sollte hier auf Naturstein angewandt und später auch an einem zweistöckigen Gebäude in Kapitel 4.2 als Reparaturmaßnahme verwendet werden. Größter Unterschied war die raue Verzahnung der Lagerfugen und die unebene Wandoberfläche, so dass das Textil nicht in der Flucht eingebettet wurde. Als Übersicht der verwendeten Parameter und Ergebnisse dienen folgende Tabellen. Die gesamten Hysteresekurven dazu sind im Anhang zu finden.

Tabelle 4.7: Übersicht der Versuchsparameter der Wandversuche (W1)-(W8)

Nr	Steinart	Mörtel	Textil	Matrix	Seiten
W1	Naturstein (Ref 1)	T 30 V	--	--	--
W2	Naturstein	T 30 V	T8300	720 EpoCem	einseitig
W3	Hochlochziegel (Ref 2)	KA	--	Knauf	--
W4	Hochlochziegel	KA	T8300	Röfix weich	beidseitig
W5	Kalksandstein (Ref 3)	KA	--	Knauf	--
W6	Kalksandstein	KA	T8300	Röfix hart	beidseitig
W7	Kalksandstein	KA	T8300	Röfix weich	beidseitig
W8	Kalksandstein	KA	T8400-KQe	Röfix V8	beidseitig

Tabelle 4.8: Ergebnisse der Wandversuche (W1)-(W8)

Nr.	F_{\max} [kN]	Δy bei F_{\max} [mm]	E_s	E_D	ζ_{eq}	Versagen
W1	129,64	10,02	1298,6	2872,5	0,18	Schubgleiten diagonal
W2	147,64	15,47	2284,1	6242,1	0,22	Torsion, Delamination
W3	132,27	7,73	1022,2	2108,5	0,16	Steinversagen diagonal
W4	175,7	9,87	1734,4	3064,9	0,14	Steinversagen diagonal
W5	177,28	8,45	1497,9	4238,2	0,23	Schubgleiten diagonal
W6	258,6	13,98	3615,4	6681,5	0,15	Faser, Delamination
W7	195,22	7,98	1558,6	6382,4	0,33	Mörtelversagen
W8	268,46	15,36	4123,0	7531,7	0,15	Faser, Delamination

W1 und W2 (Naturstein):

Die erste Referenzwand (W1) aus Naturstein zeigte bei einer Horizontalverschiebung von 6 mm bereits 5 Zyklen vor dem Lastmaximum von 129,6 kN erste feine Risse und versagte bei 16 mm Kopfverschiebung. Dabei wurden maximale Rissbreiten in Wandmitte von 2,8 cm gemessen. In den meisten Fällen trat das Versagen an den Grenzschichten Mörtel (Italien – *Tassullo T30 V*) und Stein in Form von diagonalen Schubrisen ($\varphi = 45^\circ$) auf, aber auch vereinzelte Risse, die durch den Stein verliefen, wurden beobachtet, obwohl die hohe Druckfestigkeit von gemittelten 167 N/mm² auf eine hohe Zugfestigkeit schließen ließ.

**Abb. 4.24:** Unverstärkte (links) gerissene Wand (W1) mit großen Einzelrissen, verstärkte (rechts) fein gerissene Wand (W2)

Die Wand (W2) wurde am selben Tag in gleicher Art und Weise aufgemauert und zusätzlich nach einem Tag Trocknungszeit einseitig mit *Sikagard® 720 EpoCem* und dem unbeschichteten quadraxialen hybriden Flächengebilde *T8300* verstärkt. Die Unebenheiten der Oberfläche, die nach Aufsetzen der Setzlatte bis zu 3,2 cm ausmachten, führten zu einer nicht homogenen Mörtelschichtdicke. Auch das Gewirke musste sich dem Untergrund durch unebene Lage anpassen. Dadurch traten Ablösekräfte durch Umlenkungen des Gewebes in der Ebene auf, die zu zusätzlichen Kräften in der Matrix und den Fasern führte. In Kapitel 4.1.1 wurde dieses Phänomen schon detaillierter diskutiert.

Im Gegensatz zu der Referenzwand trat der erste Riss 3 kN unter der Tragfähigkeit von 147,6 kN bei einer Horizontalverschiebung von 10 mm im ersten Zyklus dieser Verschiebungsstufe in Wandmitte auf. Bei der ersten Kopfauslenkung von 16 mm traten langsam nacheinander viele weitere feine Risse auf, die alle im Gegensatz zum Rissbild auf der rückseitigen Natursteinoberfläche einen geradlinigen Verlauf zeigten. Zu diesem Zeitpunkt versagten die ersten Glasfasern. Aufgrund der unsymmetrischen Verstärkungsanordnung wurden an der rechten unteren Ecke einige Steine aus dem Verband torsionsmäßig herausgelöst, wo anschließend auch Delamination zwischen dem Textil und der unteren Mörtelschicht beobachtet wurde. Damit können die Ergebnisse von Schwegler [200] und Wallner [247], die keine Einflüsse aus der Unsymmetrie beobachteten, nicht bestätigt werden. Der Versuch wurde nach 28 mm Kopfauslenkung aufgrund der Verdrehung des Zugschwerts abgebrochen, obwohl die Resttragfähigkeit durch den Zusammenhalt der intakten Polypropylenfasern noch gewährleistet war.

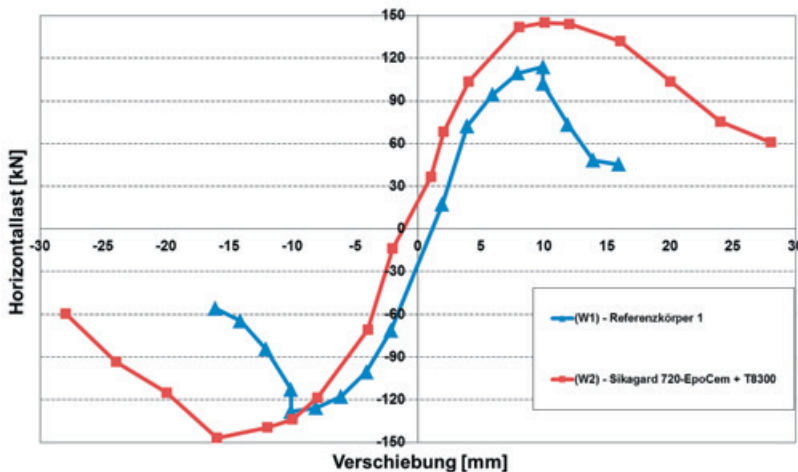


Abb. 4.25: Umhüllende der Lastverformungskurven der Wandversuche (W1) und (W2)

W3 und W4 (Hochlochziegel):

Wand (W3) wurde mit alten rissigen Hochlochziegeln gemauert, die als Restposten beim Baustoffhändler noch zur Verfügung standen. Sie sollten eine alte Mauerwerksgrundsubstanz simulieren, die mit neuartigen Baumaterialien eine zu hohe Tragfähigkeit gehabt und auf der unsicheren Seite gelegen hätte. Für spätere Vergleiche mit Putz und Mörtelschichten wurde beidseitig mit *Knauf Goldband Fertigputzgips* 8 mm dick verputzt. Bei der Belastung mit dem letzten Zyklus bei 4 mm Kopfverschiebung waren erste stärkere Schädigungen akustisch vernehmbar, aber nicht visuell auf der Oberfläche sichtbar. Die Versuchsdaten bestätigen dies durch einen stärkeren Lastabfall der letzten Hysterese im Vergleich zu den beiden vorigen Lastniveaus. Sichtbare Risse traten auf der rechten Frontseite bei 6 mm und beidseitig bei 8 mm auf, als die Tragfähigkeit von 132,2 kN erreicht war. Auffällig waren die mehr vertikal verlaufenden Schubrisse im Bruchwinkel von $\varphi=20^\circ$. Mittig der Wand waren größere Steinschäden durch abgeknickte Lamellen der Hochlöcher zu beobachten, die sich durch die Verzahnung des Mörtels darin erklären lassen.



Abb. 4.26: Steinversagen in Wandmitte (W3) (links), Schalablösung/knicken bei Wand (W4) (rechts)

Anstatt der Putzschicht wurde bei Wand (W4) beidseitig das Textil *T8300* in einem Mörtelsandwich aus *Röfix weich* zwischen zwei frischen Schichten appliziert. Während die Risse in der Wandmitte vermieden wurden, trat erst in den Ecken dann immer weiter in der unteren Lagerfuge Steinversagen auf. Zum Teil wurden auch die äußeren Steinschichten von den Querstegen abgeschert, so dass ein herausknicken der Außenwandung zu beobachten war. Im Vergleich zum Referenz-

körper 2 trat das Versagen 3 Zyklen später und bei einer Verstärkungswirkung von 33% bei ähnlich sprödem Steinversagen nach 175,7 kN auf.

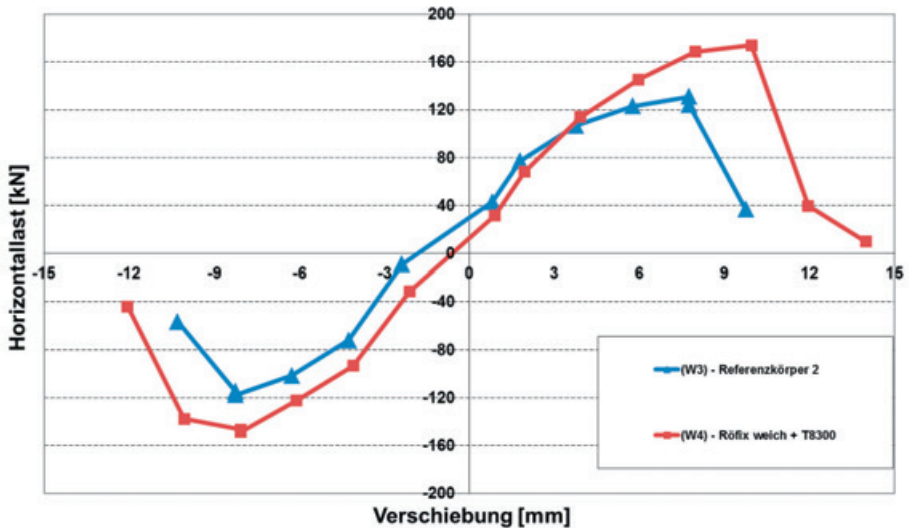


Abb. 4.27: Umhüllende der Lastverformungskurven der Wandversuche (W3) und (W4)

W5 bis W8 (Kalksandstein):

Analog zur Wand (W3) wurde der Referenzkörper (W5) für Kalksandsteine 8 mm dick beidseitig verputzt. Eine erste Schädigung war im ersten linken Drittel der unteren horizontalen Mörtelfuge (siehe Abbildung 4.28, links) bei Belastung in Bildrichtung rechts nach 4 mm Verschiebung zu erkennen.



Abb. 4.28: Schubversagen bei Wand (W5) (links); Delamination bei Wand (W6) (rechts)

Der zweite Riss erfolgte gespiegelt bei gedrehter Belastungsrichtung und wurde nach Beendigung des Zyklus durchgehend verbunden. Nach 6 mm Verschiebung traten in den beiden unteren Ecken diagonale Risse durch den Stein auf, die dann bei 2 mm mehr Belastungsweg zu diagonalen, treppenstufenartigen Kreuzrissen führten. Diese bildeten sich mit der maximalen Belastung von 177,2 kN und führten zu einem spröden Versagen.

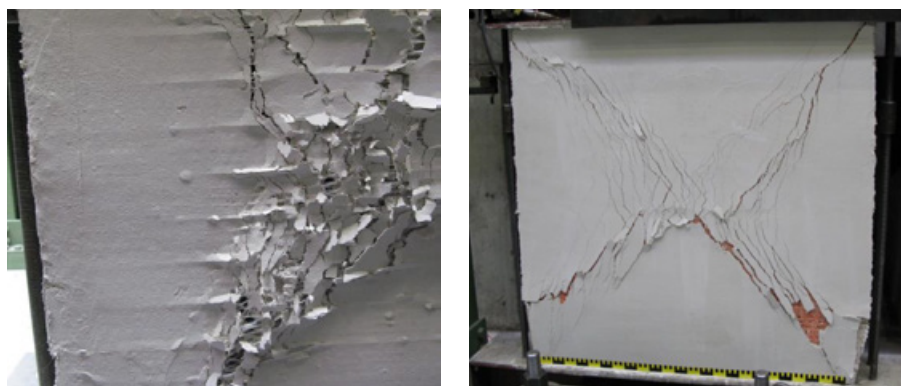


Abb. 4.29: Faserpullout bei Wand (W7) (links); Schubversagen bei Wand (W8) (rechts)

Wand (W6) wurde mit dem quadraxialen Flächengebilde *T8300* und dem sehr steifen und dichten *Röfix hart* –Mörtel beidseitig verstärkt. Dieser Mörtel sollte als neue und wesentlich günstigere Variante im Vergleich zu *Sikagard® 720-EpoCem* als 1-Komponenten-Mörtel praktischere Anwendung finden. Allerdings stellte sich die Verarbeitungszeit mit ca. 15 Minuten als zu kurz bei der Applikation an dieser Wand heraus, so dass an den unteren Ecken keine frisch-in-frisch-Verarbeitung mehr gewährleistet war.

Bis zu einem Belastungsweg von 14 mm waren keine Schäden erkennbar, bis sich im ersten Zyklus an der linken unteren Ecke (siehe Abbildung 4.28, rechts) eine Delamination zwischen den Grenzschichten erste Mörtelschicht und Fasern entwickelte. Wie im Bild offensichtlich, konnte man noch die Zahnspachtelstruktur der ersten Schicht erkennen. Ein weiterer Versagensmechanismus war kreuzweises Aufreißen mit lokalem Versagen der Glasfasern in horizontaler Richtung. Zu diesem Zeitpunkt wurde die Tragfähigkeit von 258,6 kN mit jedem weiteren Belastungszyklus reduziert. Die Reduktion der Belastbarkeit trat letztendlich durch Delamination der gesamten Faser- und letzten Mörtelschicht bei 18 mm Kopfverschiebung ein.

Wand (W7) wurde im Unterschied zu (W6) mit einer anderen Matrix verstärkt. Hier wurde der Mörtel *Röfix weich* mit ausreichender Topfzeit und guten Verarbeitungseigenschaften verwendet. Das feinporige Material mit seiner günstigen Atmungscharakteristik wurde speziell zur Vermeidung von Feuchteschäden eingesetzt, welche mit zu dichter Matrix leicht entstehen könnten.

Der dünne Materialauftrag wurde analog zu *Sikagard® 720-EpoCem* und *Röfix hart* mit dem 1-komponentigen Kalk-Zementmörtel realisiert, weil zu diesem Zeitpunkt die starke Abhängigkeit der Schichtdicke und die optimale Faserlage darin nicht bekannt waren. Daher war es bevorzugt den Polypropylenfasern möglich, sich aus dem weicheren Material quasi herauszuschneiden (siehe Abbildung 4.29, rechts), so dass die Deckschicht abplatze. Anfangs konnten nach 10 mm Kopfauslenkung feine kreuzweise Risse beobachtet werden, zu denen sich noch ein horizontaler (untypischer) Schubriss in der oberen Lagerfuge dazu entwickelte. Der Lastverformungsverlauf war durch ein frühes Belastungsmaximum von 195,2 kN bei 8 mm und einem ausgeprägt duktilen Nachbruchverhalten von bis zu 24 mm Verschiebung charakterisiert.

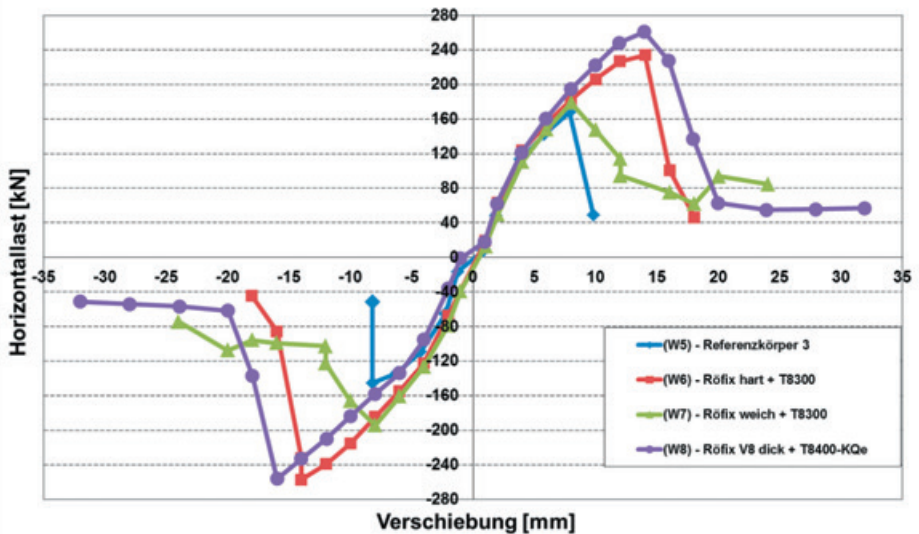


Abb. 4.30: Umhüllende der Lastverformungskurven der Wandversuche (W5), (W6), (W7) und (W8)

Der Versuch (W8) wurde erst nach Beendigung der gesamten kleinformatigen Zug- und Schubversuche durchgeführt und mit dem am geeignetsten erscheinenden Material durchgeführt. Als Matrix kam *Röfix V8*, der sich nur leicht im Zementgehalt von *Röfix weich* unterschied, bei dickem Materialauftrag zum Einsatz. Das textile

Flächengebilde *T8400-KQe* war mit einer Latexbeschichtung auf der von der Wand abgewandten Seite versehen und zur Wand hin waren die Fasern zur Verbundverbesserung mit einer groben Quarzsandkörnung ausgerüstet. Damit konnte eine volle Aktivierung der hochfesten Glasfasern erreicht werden, die in Wandmitte nach 14 mm Belastungsweg bis zum Versagen voll ausgenutzt werden konnten. Mehrere zusätzliche Phänomene wurden bei diesem Versuch beobachtet. Erstens trat Steinversagen wie beim Referenzkörper 3 an den unteren beiden Ecken auf. Zweitens wurde ein Versagen zwischen der ersten Mörtelschicht und den Körnern der Beschichtung festgestellt. Drittens konnte ein Versagen zwischen Latexbeschichtung und dem Klebstoff an den Wandseiten beobachtet werden. Dadurch konnte sich vor allem auf der Wandrückseite eine fortschreitende Delamination oberhalb der unteren Putzschicht, entwickeln. Mit der Tragfähigkeit von 268,4 kN und einer maximalen Verschiebung von 32 mm wurde der größte Verstärkungseffekt gemessen.

Eq-top:

Die zweite Verstärkungsart, die mit einem elastischen Klebstoff auf eine vorhandene Putzschicht aufgebracht wird, sollte sowohl an ungerissenem als auch an gerissenem Mauerwerk eingesetzt werden. Zusätzlich wurden verschiedene Verankerungsmöglichkeiten von Textilien untersucht, von denen mit Versuch (W12) eine günstige Variante Erwähnung findet. Zu den übrigen Versuchswänden sei nur gesagt, dass sich metallische Verbindungsmittel als zu steif erwiesen. An dieser Stelle werden nur die fünf verschiedenen Wände angesprochen, die in folgender Tabelle zusammengefasst sind:

Tabelle 4.9: Übersicht der Versuchsparameter bei den Wandversuchen (W9)-(W13)

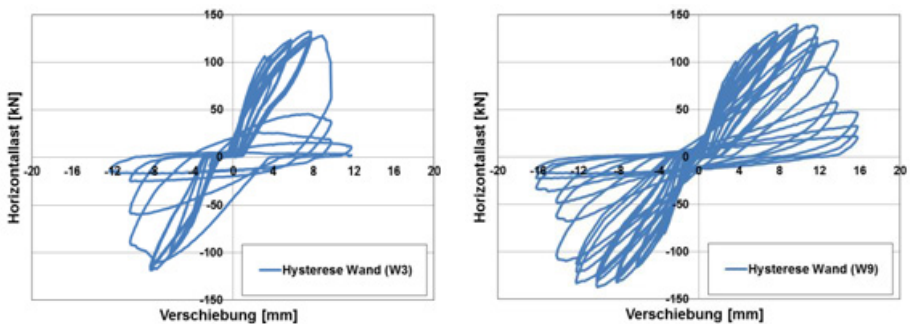
Nr.	Steinart	Mörtel	Putz	Klebstoff	Sonstiges
W9	Hochlochziegel	KA	Knauf	Curvalin 3627 HV	-
W10	Kalksandstein	KA	Knauf	Curvalin 3627 HV	-
W11	Kalksandstein	KA	Knauf	Curvalin 3627 HV	Verstärkte W1
W12	Kalksandstein	KA	Knauf	Curvalin 3627 HV	Glasfaserdübel
W13	Kalksandstein	KA	Knauf	BMS 4	

Tabelle 4.10: Ergebnisse der Wandversuche (W9)-(W13)

Nr.	F_{\max} [kN]	Δy bei F_{\max}	E_s	E_D	ζ_{eq}	Versagen
W9	139,9	9,69	1356,3	3533,43	0,21	Spalten der Steine u. Stege
W10	212,2	13,65	2895,7	5011,51	0,14	Klebstoffversagen
W11	135,2	8,15	1102,6	-	-	Klebstoffversagen
W12	214,8	15,85	3404,8	9188,11	0,21	Klebstoffversagen, Dübelv.
W13	230,9	12,70	2922,1	5310,6	0,14	Klebstoffversagen

W9 (Hochlochziegel):

Die Wand (W9) wurde wie die Referenzwand 2 (W3) mit Hochlochziegeln gemauert und verputzt. Als Oberflächenverstärkung wurde der Klebstoff *Curvalin D 3627 HV* aufgespachtelt und das flächige Gewebe *eq-fiber* beidseitig aufgeklebt. Im Vergleich zum Referenzkörper, der in nur einer Hystereseschleife den größten Betrag an Energie dissipierte konnte die Wand (W9) dies auf höherem Niveau mit mehreren Schleifen erreichen. Insgesamt war keine erwähnenswerte Erhöhung der Tragfähigkeit, aber eine höhere Verformbarkeit bei größerer hysteretischer Energiedissipation zu beobachten. Die Beobachtung, dass mit einer Hystereseschleife so viel Energie vernichtet werden kann, wie dies mit ca. 3 Schleifen bei gleichzeitig geringerer Schädigung der Fall ist, zeigt, dass ein zusätzlicher Parameter benötigt wird, um eine bessere Aussage zu dem zyklischen Verhalten treffen zu können. Es wird daher zusätzlich die Steifigkeit der Hystereseschleife über die Anzahl der Zyklen herangezogen, um ein genaueres Bild zu erhalten.

**Abb. 4.31:** Hysteresekurve Wand (W3) (links); Hysteresekurve Wand (W9) (rechts)

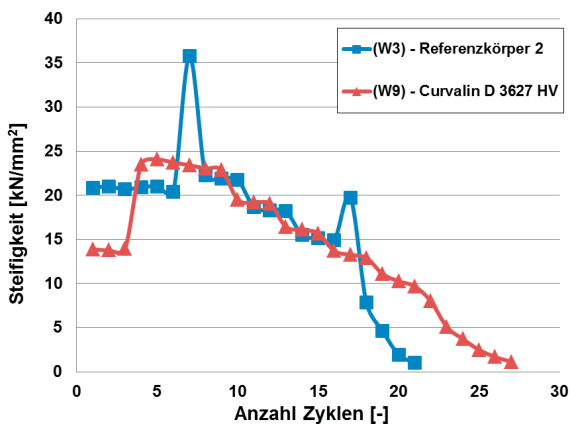


Abb. 4.32: Steifigkeitsverlauf über die Belastungszyklen von Wand (W3) und (W9)

W10 – W13 (Kalksandstein):

Bei Wand (W10) wurde auf den Grundputz die Verstärkung bestehend aus Klebstoff *Curvalin D 3627 HV* mit dem Gewebe *eq-fiber* aufgebracht. Im Vergleich zur Referenzwand 3 konnte ein Verstärkungseffekt von 20% bei einer Belastung von 212,2 kN festgestellt werden. Das Versagen unter der Verstärkung konnte durch Blasenbildung des Gewebes bei der Schubverzerrung nach horizontalem Aufreißen der unteren Lagerfuge beobachtet werden. Bei 14 mm Belastungsweg waren diagonale Risse durch den Stein und Ablösungen des Klebstoffs vom Putz, aber auch Ablösungen des Putzes von der Steinoberfläche zu beobachten, was zu einem starken Abfall der Belastbarkeit der Wand führte.

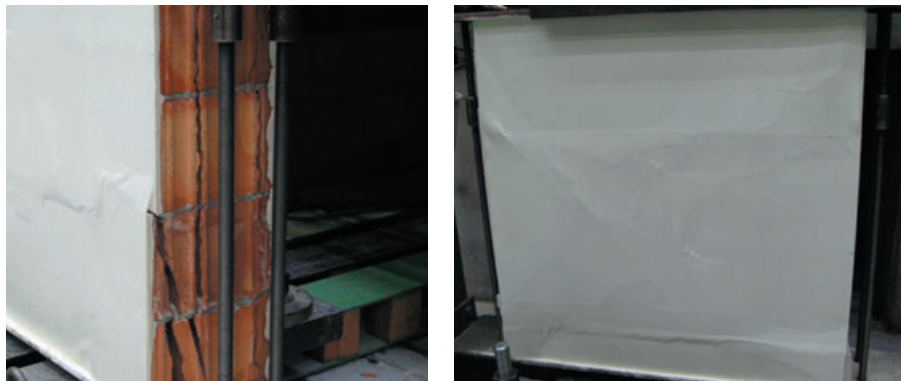


Abb. 4.33: Versagensbild Wand (W9) (links); Versagensbild Wand (W10) (rechts)



Abb. 4.34: Versagensbild Wand (W11) (links); Versagensbild Wand (W12) (rechts)

Für die Wand (W11) wurde die mit bis zu 3 cm breiten Rissen vorgeschädigte Wand (W5) mit dem Gewebe *eq-fiber* und den Klebstoffen *Curvalin 3627 HV* und *Sika 331* nachträglich repariert. Der Erstgenannte wurde zur weichen Lastverteilung kreuzweise aufgebracht und das Epoxidharz füllte wie in Abbildung 4.34 (dunkel) ersichtlich die verbleibenden Dreiecke zur besseren Verankerung. Die maximale Tragfähigkeit des ungeschädigten Körpers konnte nicht nocheinmal erreicht werden, jedoch wurden 76 % davon wiederhergestellt. Durch die Vorschädigung und größere Bereiche von verzerrtem Gewebe wurde eine größere Belastungsverschiebung mit 16 mm erreicht. Das Versagen trat durch die Ablösung des Klebstoffs *Curvalin D 3627 HV* von dem Putz und der Ablösung des Epoxidharzes von dem Gewebe selbst auf.

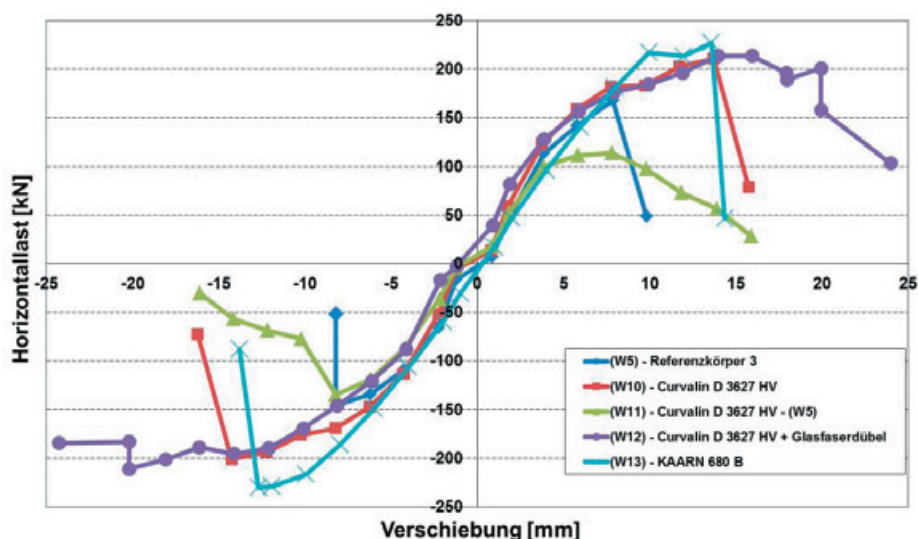


Abb. 4.35: Umhüllende der Lastverformungskurven der Wandversuche (W10), (W11) und (W13)

Um die Eckablösungen des Putzes zu vermeiden, wurde bei Wand (W12) mit einem losen Glasfaserbündel eine Rückverankerung des Gewebes direkt in den Stein gewählt. Dazu wurde die Verstärkung wie bei Wand (W10) gewählt, aber zusätzlich mit 8 mal 14 mm \varnothing und 10 cm tiefen Bohrlöcher hergestellt, in die mit Epoxidharz der Faserstrang verankert und auf der Oberfläche die losen Fasern mit *Curvalin D 3627 HV* im gefächerten Viertelkreis zur Wandmitte hin verklebt wurden (siehe Abbildung 4.34, rechts). Dadurch konnte an den Ecken, wo aufgrund des Hebelarms in Dicke der Putzschicht Ablösekräfte wirkten, das Gewebe direkt im Stein verankert werden. Eine erste Schädigung war durch horizontales Lagerfugengleiten in der untersten Mörtelfuge in Form der Faserverzerrungen und einhergehende Schattenbildung sichtbar. Im weiteren Belastungsverlauf versagte der Dübel links unten auf der vorderen Wandseite (siehe auf Abbildung 4.34 rechts). Dies war der Grund, warum sich manche Steine lokal aus dem Mauerwerksverband her-austordierten und zur Instabilität der Wand führten. Die Glasfaserbündel trugen im Vergleich zur ähnlich verstärkten Wand (W10) nicht zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit bei, aber erhöhten wesentlich die Duktilität und hysteretische Energiedissipation. Das äquivalente Dämpfungsmaß war mit 21% ähnlich wie zuvor. Nimmt man als Berechnungsbasis die Steifigkeit der unverstärkten Wand (W5), dann liegt man bei 48% äquivalenter Dämpfung.

Durch den Einsatz des Klebstoffs *BMS 4* konnte bei Wand (W13) keine Duktilitätssteigerung im Vergleich zur Wand (W10) erreicht werden, obwohl die Verbunduntersuchungen von Kapitel 4.1.1 dies hätten vermuten lassen. Dagegen zeigte sich die größte Verstärkungswirkung bei 230,9 kN Belastung. Wie zuvor auch, trat das Versagen beginnend bei einer Verschiebung von 10 mm zuerst durch Blasenbildung im Klebstoff auf. Weitere Ablösungserscheinungen konnten dann bei 12 mm Verschiebung auf beiden Oberflächen beobachtet werden. Das Klebstoffversagen trat X-förmig in den Diagonalen auf und dessen Breite betrug anfangs ca. 20 cm.

Zusammenfassende Erkenntnisse

Insgesamt wurden 13 Wandversuche mit ausschließlicher biaxialer Belastung in-plane durchgeführt. Drei verschiedene Steintypen, sechs verschiedene Matrices und 3 verschiedene Faserprodukte wurden getestet. Die beiden grundsätzlich unterschiedlichen Verstärkungsmethoden zeigten neue Versagenseffekte auf, welche bei Untersuchungen an Verstärkungssystemen in der Vergangenheit nicht beobachtet wurden.

Vergleiche mit der Literatur aus [156] zeigen, dass verputztes Mauerwerk noch einen kleinen Anteil aus der Schub- und Zugfestigkeit des Putzes entlang des Risses erhält. Welche Faserorientierungen bei verschiedenen Rissentwicklungen unterschiedliche Effekte zeigten, soll das folgende Bild zusammenfassen.

Der Unterschied zwischen treppenartigem Fugenversagen und diagonalem Steinversagen bilden die wesentlichen Unterschiede im Globalverhalten des Mauerwerks. Besonders bei gelochten Steinen wie Hochlochziegel, kann sich der diagonale Riss auch glatt auf direktem Weg durch den Stein ziehen. In diesem Falle erhält man ein ungünstiges Versagen, da das Mauerwerk nicht mehr durch die Treppen vertikal gehalten wird, sondern diagonal nach unten absichert und dabei die vertikale Tragfähigkeit verliert. Je nach Faserorientierung, werden entweder horizontale, vertikale oder diagonale Fasern über dem sich entwickelnden Riss je nach Versagensbild des zugrunde liegenden Mauerwerks aktiviert. Allgemein werden bei treppenartigem Versagen zuerst die Fasern in 0° zur Rissöffnungsrichtung belastet. Später kommen die geneigten mit lokalen Faserumlenkungen über dem Riss dazu. Zum Schluss können auch die um 90° verlaufenden Fasern bei großen Rissöffnungen und entsprechenden Umlenkungen aktiviert werden. Bei glattem diagonalem Steinversagen werden zuerst die diagonalen Fasern aktiviert. Dadurch bilden sich je nach Steinart unterschiedliche Spannungsregimes in den Fasern aus. Weitere Effekte können speziell bei der Verwendung von weichen Kalkzementmörteln beobachtet werden. Hier wurde Herausziehen und Herausschneiden der

Fasern bei unzureichender Mörtelüberdeckung registriert. Ausreichende Mörtel-deckschichten von ca. 5 - 6 mm und zusätzliche Verbundverbesserungen mit Rau-beschichtungen der Fasern konnte diese Versagensfälle verhindern und zu wesent-lichen Steigerungen des Mauerwerktragverhaltens und der Duktilität beitragen.

Ähnliches konnte bei der Applikation direkt auf einen Grundputz beobachtet wer-den. Es zeigte sich, dass sowohl die Last als auch die Duktilität bei Verwendung eines elastischen Klebstoffs und Rückverankerung des Gewebes mit speziellen Glasfaserbündeln deutlich erhöht werden konnte

Obwohl durch die Faserverstärkungen deutliche Verstärkungseffekte erzielt wer-den konnten, zeigte sich auch, dass der Stein für das Mauerwerk die wichtigste Rolle einnimmt. Da vom Stein ausgehend die Versagensmechanismen bestimmt werden und stark variieren, sind für bestimmte Steinarten Grenzen in der Verstär-kungswirkung gesetzt.

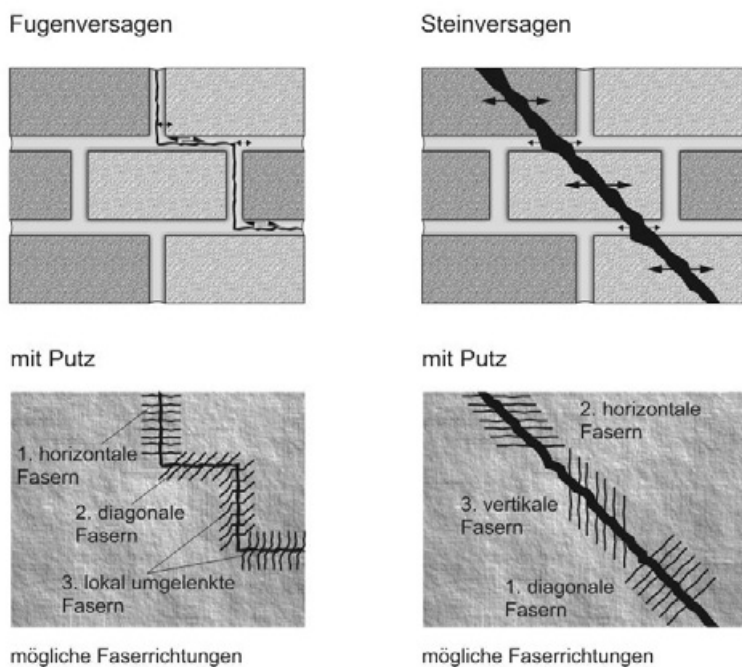


Abb. 4.36: Reihenfolge der aktivierten Faserrichtungen bei entsprechenden Riss-bildern

4.2 Dynamische Untersuchungen zum In-plane Tragverhalten

Wie eingangs des Kapitels schon klar wurde, sind durch die verschiedenen Rissbildungsmöglichkeiten und Materialschwankungen an Wandelementen exakte Prognosen der Orte von Versagenserscheinungen schwierig. Noch unübersichtlicher wird es bei ganzen dreidimensionalen Gebäudestrukturen, wo zusätzliche nichtlineare, geometrische und materialspezifische Phänomene berücksichtigt werden müssen, die immer noch nicht komplett verstanden werden. Das folgende Kapitel soll daher mit fünf verschiedenen dynamisch durchgeführten Gebäudeversuchen einen Beitrag für ein besseres Verständnis von sowohl unverstärkten als auch verstärkten Gebäuden leisten.

4.2.1 Experimente in der Literatur

Da es an Forschungsarbeiten im Bereich faserverstärkter bzw. allgemein verstärkter Gebäude unter dynamischer Beanspruchung mangelt, sollen hier die Erfahrungen von Versagensfällen und insbesondere die Versuchsmethoden bei Rütteltischversuchen mit verschiedenem Mauerwerk, die in der Vergangenheit stattgefunden haben, ersatzweise vorgestellt werden. Dies soll dazu beitragen, geeignete Versuchsanordnungen und entsprechende Belastungsschemata für die geplanten experimentellen Versuche mit den vorhandenen Laborausstattungen zu analysieren. Des Weiteren sollen Erfahrungen aus den Schadensmechanismen ähnlicher Gebäude zu geeigneten Instandsetzungsmaßnahmen der Versuchsgebäude in den folgenden Kapiteln genützt werden.

Clough und Gülkan [37], [38] (1979) testeten fünf einstöckige Gebäude aus Betonhohlsteinen und Ziegelsteinen mit unterschiedlichen geometrischen Merkmalen auf einem Rütteltisch. Eine mit Betonsteinen belastete Dachkonstruktion aus Holz wurde am Mauerwerk befestigt und war ebenfalls Teil der Studie. Während die Wandscheiben der ersten vier Gebäude parallel bzw. orthogonal belastet wurden, entschied man sich im fünften Fall für eine Drehung des Gebäudes um 30° zur Beschleunigungsrichtung. Die Belastungsweisen wurden in verschiedenen Stufen gewechselt und auch bidirektional und tridirektional durchgeführt. Auf der Betonplatte des Rütteltisches, die bei Abmessungen von 6,1 m x 6,1 m stark bewehrt und vorgespannt war, wurde das Gebäude steif aufmontiert. Dadurch wurden die Biegeverformungen des Untergrunds auf ein Mindestmaß begrenzt. Die Belastung erfolgte gemäß mehrerer historischer Beschleunigungsaufzeichnungen der Beben El Centro (1940), Taft (1952) und Pacoima Dam (1971). Die maximalen Beschleunigungen in den entsprechenden Antwortspektren der Beben wurden auf 1g nor-

miert, so dass das gesamte Spektrum in skaliertem Form mehrmals, nach jedem Test verstärkt, aufgebracht werden konnte.

Im Unterschied zu den sich steif verhaltenden In-plane-Wänden, wurden die Biege- wände zu starken Durchbiegungen angeregt, die auch zum horizontalen Bruch führten. Da einige Gebäude mit Stahlbewehrungen ausgeführt wurden, konnten solche Schäden nicht beobachtet werden. Beim Gebäude mit Ziegelsteinen wurden zusätzliche diagonale Risse in den tragenden Wänden beobachtet. Die Belastung im Winkel von 30° führte bei einer anderen Wand zu horizontalen Schubrisen und transversalen Verformungen von bis zu 7,6 mm.

Zusammenfassend sind die Autoren der Meinung: Die gleichzeitige Belastung in mehreren Richtungen wirkt sich im Vergleich zu nur einer Bewegungskomponente nicht stärker auf den Schädigungsgrad aus.

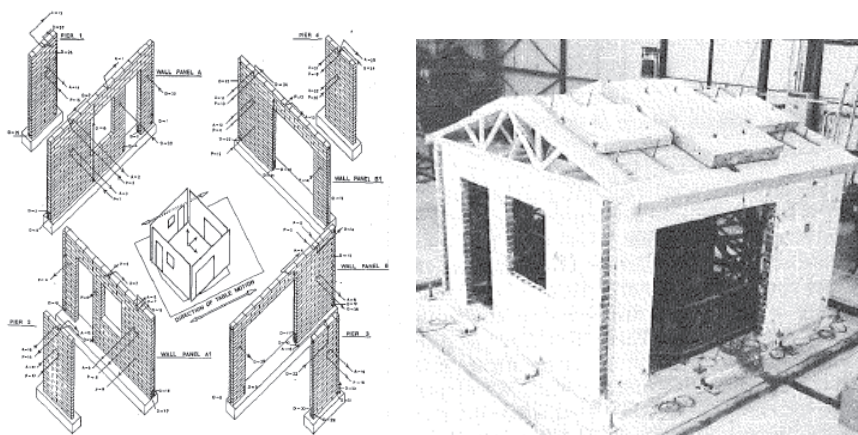


Abb. 4.37: Modellgebäude der Rütteltischversuche aus [37]

Tomazevic et al. [220], [223], [224], [225] (1992-2011), berichteten in mehreren Veröffentlichungen über Rütteltischversuche an mehreren großemäßig skalierten Gebäuden. Sie verwendeten dabei zwei- bis vierstöckige Modelle mit Skalierungen von 1:4 und 1:5. In ihren umfangreichen Experimenten variierten sie die Mörtelfugendicken, Steinmaterialien (Hochlochziegel, Naturstein und Porenbeton), Wandanordnungen (Reihenhäuser, Apartmenthäuser), Deckenkonstruktion (Holzbalkendecke, Betondecke) und verwendete Vorspannungen, Injektionen und Ringankerbalcken. Um ihre kleinformatischen Modelle im skalierten Maßstab realitätsnah auszubilden, verwendeten sie zum Teil spezielle Stein- und Mörtelmaterialien mit ebenfalls skalierten Festigkeiten, die sie aus kleinen zyklischen Wandversuchen

erhielten und anpassten. Die Beschleunigung der Gebäude erfolgte unidirektional mit dem Erdbebenschrieb des Erdbebens von Montenegro (1979) und wurde in verschiedenen großen Amplituden aufgebracht oder zusätzlich durch Massen auf den Decken wie in [224] erhöht. Aus den vielen gezogenen Erkenntnissen haben diejenigen, die im Folgenden angeführt werden, für diese Arbeit die größte Relevanz: Der am häufigsten beobachtete Schadensfall trat in Form von diagonalem oder horizontalem Schubversagen der Lagerfuge in den unteren Stockwerken auf. Ein Erster Teilkollaps betraf meist Bauteile infolge von Out-of-plane-Versagen. Ins Mauerwerk eingelassene Holzbalkendecken konnten die Separierung von Wandteilen nicht verhindern und führten zu deren starker Out-of-plane-Anregung. Bei Gebäuden aus Porenbetonsteinen waren vor allem die Betonringanker und Betonzugstützen wichtig, um dieses Verhalten zu verhindern. Bei Ausbildung von sehr steifen Betondecken wird vor allem das unterste Stockwerk stark geschädigt, während die oberen Stockwerke nahezu schadensfrei bleiben. Horizontal eingesetzte Vorspannungen waren besonders geeignet, um eine Boxfunktion des Gebäudes zu erreichen und dessen Tragfähigkeit zu erhöhen. Der Verhaltensbeiwert q der Gebäude wurde allgemein sehr stark von der Geometrie und den eingesetzten Baumaterialien beeinflusst. Tomazevic ist der Meinung, dass man mit skalierten Modellen zwar das Gesamtverhalten gut beschreiben kann, jedoch Probleme bei Details und einzelnen tragenden Bauteilen entstehen, die nicht zur quantitativen Bewertung genutzt werden können. Als Empfehlung gibt er Skalierungslimits für Ziegelsteingebäude von 1:7 und Natursteingebäude von 1:4 an.



Abb. 4.38: (links) Apartmenthaus, (mittig) Reihenhaus aus [223] [2004], (rechts) Porenbetonhaus aus [225]

Benedetti und Pezzoli [17] (1996) berücksichtigen in ihrem umfassenden Versuchsprogramm mit 13 Gebäudeversuchen verschiedene Verstärkungs- und Reparaturmethoden. Zum Einsatz kamen vier unverstärkte Gebäude aus Ziegelstein und ein unverstärktes Gebäude aus Naturstein, dessen Geometrie in Abbildung 4.39 (links) abgebildet ist. Zusätzlich wurden drei im Vorhinein verstärkte Naturstein-

gebäude erstellt. Die auf einem uniaxialen Rütteltisch belastete Gebäude wurden später mit verschiedenen Lösungen wie Ferrozementbändern und horizontalen Spanngliedern repariert und wieder mit dem Irpinia Erdbeben (23.11.1980), welches repräsentativ für weiche Böden war, belastet. In der Versuchskonzeption wurden mehrere Skalierungsfaktoren für die Frequenz mit $\sqrt{2}$, die Größe und Länge mit dem Faktor $\frac{1}{2}$, die Wichte durch Zusatzlasten auf den Decken um Faktor 2 erhöht, Geschwindigkeit und Zeit auf $1/\sqrt{2}$ und die Kraft im Endeffekt auf $\frac{1}{4}$ reduziert. Zur Simulation von zum Teil allgemein schlechten Bedingungen in Gebäuden, wurde die Mörtelqualität sehr niedrig gewählt.

Die größten Schädigungen und Risse entstanden vor allem über und unter den Öffnungen in Form von diagonalen Schub- und Biegerissen (siehe Abbildung 4.39, mitte). Bei ummantelnder Verstärkung in diesen Bereichen wurden die Schadenszonen auf die übrigen Bereiche zwischen den Öffnungen verlagert, so dass meist diagonale Schubrisse an den Fensterzwischenwänden auftraten. Anhand von Analysen zwischen eingebrachter Kraft und Gebäudeauslenkung konnten Rückschlüsse auf die Steifigkeitsreduktion gemacht werden.

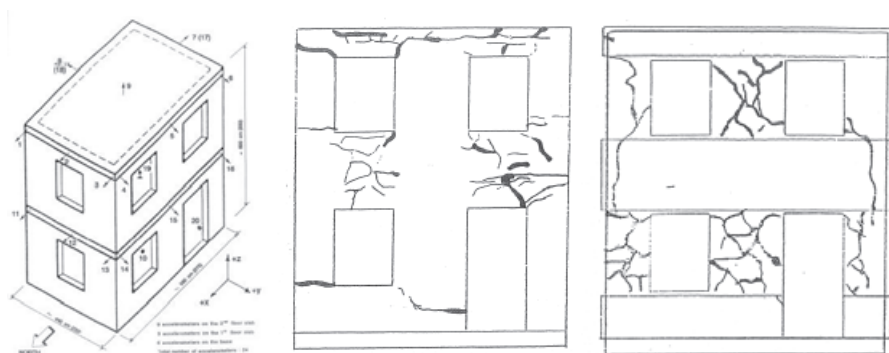


Abb. 4.39: Gebäudegeometrie (links), Schädigung im unverstärkten Zustand (mitte), Schädigung bei Ferrozementbändern (rechts) aus [17]

Juhasova et al. [118] (2007) konstruierten ein 30 t schweres, einstöckiges und unregelmäßiges Sandsteingebäude, das mit verschiedenen Tür- und Fensteröffnungen ausgestattet wurde. Beim Aufbau wurde als Verstärkung ein Kunststoffgewebe in die horizontalen Lagerfugen eingebettet und es wurde nach moderater Vorschädigung mit einem 3D-Rütteltisch auch auf der Außenoberfläche der Wände mit einem Putz-Gewebe-System verstärkt. In der ersten Belastungsphase wurden maximale Grundbeschleunigungen von 0,36 g aufgebracht und nach Oberflächenverstärkung konnte 1,0 g gemessen werden. Dabei trat kein Kollaps ein, lediglich

konnten verschiedene Schubrisse in den unteren 3-4 horizontalen Mörtelfugen beobachtet werden. Von den Ecken der Öffnungen beginnend traten durch Out-of-plane-Belastung einzelne Risse bei gleichzeitig hohen Durchbiegungen auf. Einige der Ergebnisse wurden leider durch einen Unfall verfälscht.

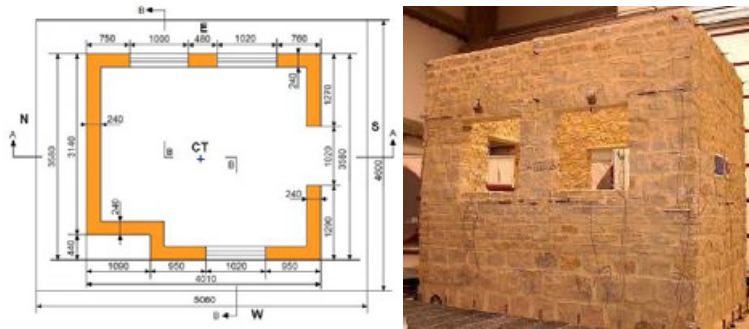


Abb. 4.40: Gebäudegeometrie (links), Modellgebäude (rechts) aus [118]

Ersubasi und Korkmaz [82] (2010) untersuchen verschiedene Mauerwerksverstärkungen an 9 kleinen, 1:10 skalierten Mauerwerksmodellen auf einem Rütteltisch. Die Modelle bestanden aus einem Stockwerk und waren an den vier Außenwänden mit Fenstern und Türen ausgestattet. Sie testeten drei Lösungen mit Kohlefasern (CF), eine mit Stahlstreifen (SwSP), eine mit bewehrter Mörtelschicht (SM) und drei verschiedene Vorspannungsanordnungen (P). Dabei konnte man aufgrund der großen Skalierung aus den Methoden nur qualitative Rückschlüsse auf die Wirksamkeit ziehen. Am geeignetsten erscheinen die Kohlefaserverstärkungen mit Verstärkungsfaktoren von 1,5 – 2,5 bei Betrachtung der maximalen Grundbeschleunigungen beim Kollaps im Vergleich zum unverstärkten Referenzkörper (RF).

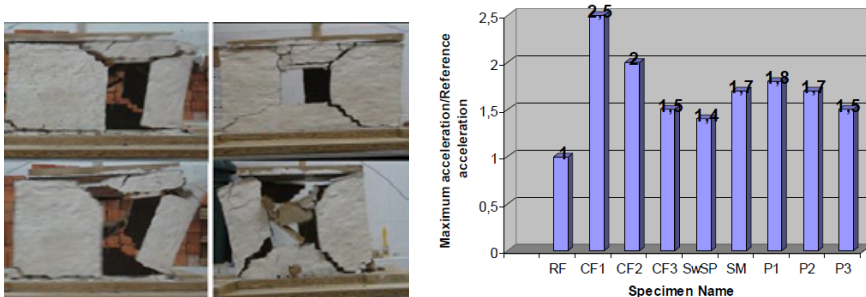


Abb. 4.41: Gebäudegeometrie (links), Ergebnisse der verstärkten Modellgebäude (rechts) aus [118]

4.2.2 Experimente an einem Natursteingebäude

Auf Basis der im vorangegangenen Kapitel gewonnen Erkenntnisse und unter Berücksichtigung der vorhandenen Ressourcen, bestehend aus Kapital und technischer Ausstattung, wurden an einem zweistöckigen Gebäude in verschiedenen Stufen experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Die Voruntersuchungen in Kapitel 4.1.3 an Natursteinwänden zeigen eindeutig, dass eine Verstärkung bei gleichzeitiger Erhöhung der Verschiebeduktilität mit einer einseitigen Verstärkung des hybriden quadraxialen Flächengebildes mit der Matrix Sikagard® 720- EpoCem möglich ist. In diesem Kapitel soll diese Verstärkung auf eine größere Mauerwerksstruktur unter realistischen Randbedingungen wie zeitabhängiger und dynamischer Belastung mit einem Erdbebenzeitschrieb angewendet werden. Als Nebenaspekt wird das Verstärkungssystem auch als Reparaturmaßnahme auf der Außenfläche appliziert.



Abb. 4.42: Natursteingebäude unverstärkt (links), Holzbalkendecke im EG (rechts)

Im Rahmen des EU-Projektes „Polytect“ und „Polymast“ wurde ein 2-stöckiges Mauerwerksgebäude aus Naturbruchsteinen der Region Abruzzen (Italien) auf dessen Erdbebentauglichkeit getestet. Die Architektur war den Gebäuden aus der Region L’Aquila (Italien) ähnlich, wo im April 2009 ein Erdbeben der Magnitude von 6,3 insgesamt 260 Tote, 1000 Verletzte und 28000 Obdachlose forderte.

Im ersten Schritt wurde das Gebäude auf einem Betonringbalken mit Bruchsteinen und dem italienischen Mörtel (Eigenschaften siehe Kapitel 2.2.3) aufgemauert und nach längerer Trocknungsperiode (> 4 Monate) in einem mehrstufigen Testprogramm auf dem Rütteltisch des EU-CENTRE in Pavia (Italien) mit dem Zeitverlauf des Montenegro Erdbebens von 1979 belastet. Nachdem starke Schädigungen

und Risse bis zu 8 cm beobachtet wurden, die nahezu zu einem Kollaps geführt hätten, musste der Versuch abgebrochen werden.

In der zweiten Phase wurden Wiederherstellungsarbeiten, Reparaturen und die Verstärkung auf der gesamten Außenoberfläche sowie lokal am Firstgiebel auf der Innenseite des vorgeschädigten Gebäudes vorgenommen. Dadurch konnte das kurz vor dem Kollaps stehende Gebäude nochmals verwendet werden und analog wie in der ersten Testphase in mehreren Stufen mit steigender maximaler Grundbeschleunigung (*Peak ground acceleration = PGA*) belastet werden.

Tabelle 4.11: Eigenschaften der Testgebäude

Gebäude	Oberfläche	Eigenschaften
(G1)	Unverstärkt	Ungeschädigt
(G2)	Sikagard 720-Cem, Textil T8300	Vorgeschädigtes Gebäude (G1)

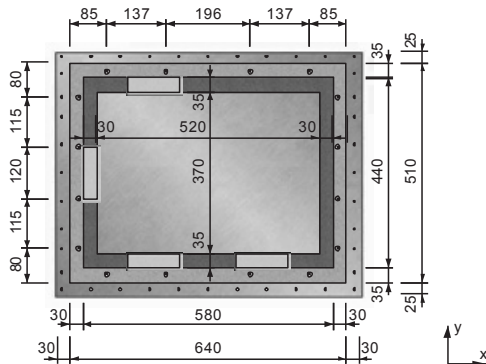
Zusätzlich zu den 56 installierten Beschleunigungs- und Verschiebungssensoren wurden speziell entwickelte ca. 2 mm dicke polymeroptische Fasern (POF) in das quadraxiale hybride Flächengebilde eingewoben und mit in die Mörtelmatrix eingebracht, um Risse zu detektieren sowie zu vermessen. Für vertiefende Einblicke in die Technologie und die erzielten Ergebnisse, soll an diese Stelle auf die Literatur von Liehr [134], [135], verwiesen werden.

Versuchsaufbau und Belastung

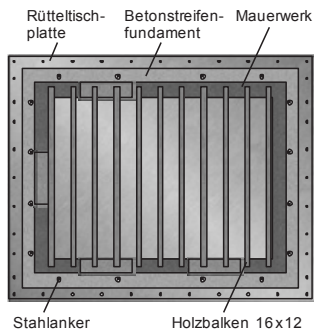
Für den Versuch waren die Abmessung und die Traglast des Rütteltischs die Limitierung für das Testgebäude. Die Grundfläche konnte also entsprechend der Dimension der Rütteltischplatte maximal 7 m x 5,6 m betragen. Zusätzlich wurde ein Überstand des Betonstreifenfundaments für die Fixierung der 16 Stahlbolzen benötigt, die die steife Verbindung des Gebäudefundaments mit der Rütteltischplatte herstellten. Die Längenabmessungen der Wände wurden daher im Verhältnis 1:2 skaliert, so dass die Grundfläche 4,4 m x 5,8 m betrug. Nur die Geschosshöhe von 2,5 m im Erdgeschoss bzw. 2,3 m im Obergeschoss wurden unverändert gelassen, um so den Belastungseffekt durch die Masseverteilung über die Höhe nicht zu verfälschen. Die Höhe bis zum First betrug dadurch zusammen mit dem Fundament 6,2 m. Ebenso wurden die übliche Wandstärke von 32 cm, die Dimension der Holzbalkendecke und der Dachaufbau nicht skaliert. Auf zwei Seiten des Gebäudes wurden insgesamt vier 1,2 m breite und 1,25 m hohe Fenster mit Holzstürzen, sowie auf der Südseite (Frontseite) vier 1,2 m breite und 1,8 m hohe Türöffnungen vorgesehen. Somit ergaben sich folgende Abmessungen des Gebäudes:

4 Experimentelle Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk

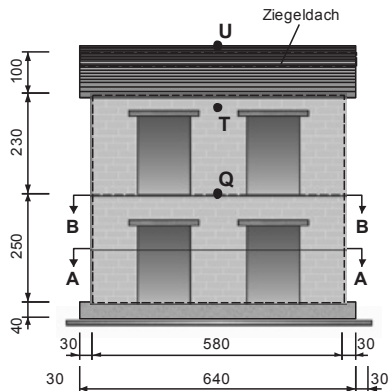
Schnitt A - A



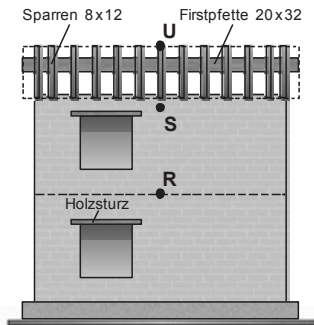
Schnitt B - B



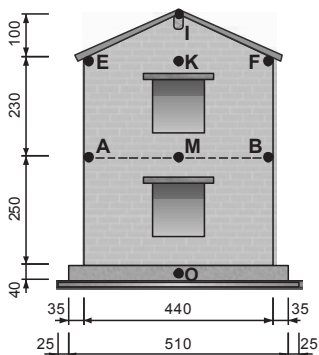
Südseite



Nordseite



Westseite



Ostseite

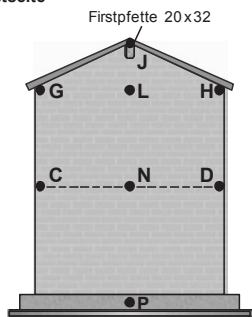


Abb. 4.43: Geometrie des Gebäudes in [cm] mit eingezeichneten Sensoren Punkten

Die Gesamtmasse für das unverstärkte (G1) und das verstärkte Gebäude (G2) berechneten sich aus den Einzelbauteilen mit folgenden Lastannahmen:

Tabelle 4.12: Massenermittlung des Gebäudes

Gebäude (G1)	Volumen	Wichte	Masse
Fundament	$(6,4\text{m} \cdot 2 + 3,7\text{m} \cdot 2) \cdot 0,4\text{m} \cdot 0,7\text{m}$	2,4 t/m ³	13,57 t
Mauerwerk	$(4,08\text{m} \cdot 2 + 5,48\text{m} \cdot 2) \cdot 4,8$ $+ 2 \cdot (1,0\text{m} \cdot 2,2\text{m})$ $- 4 \cdot (1,2\text{m} \cdot 1,25\text{m})$ $- 4 \cdot (1,2\text{m} \cdot 1,8\text{m})$ $= 81,536\text{ m}^2 \cdot 0,32\text{ m}$	2,8 t/m ³	73,05 t
Decke Holzbalken	$11 \cdot 4,18\text{ m} \cdot 0,12\text{ m} \cdot 0,16\text{m}$	0,5 t/m ³	0,44 t
Decke Holzbretter	$3,7\text{m} \cdot 5,1\text{m} \cdot 0,02\text{m}$	0,5 t/m ³	0,19 t
Dachsparren	$13 \cdot 5,1\text{m} \cdot 0,08 \cdot 0,12$	0,5 t/m ³	0,32 t
Firstpfette	$6,4\text{m} \cdot 0,2\text{m} \cdot 0,32\text{m}$	0,5 t/m ³	0,2 t
Ziegel	$5,1\text{m} \cdot 6,4\text{m}$	0,06 t/m ²	1,96 t
		Summe	90,37
Gebäude (G2)			
Mörtelmatrix	$81,536\text{ m}^2 \cdot 0,01\text{m}$	2,4 t/m ³	1,96 t
		Summe	92,33 t

Die berechneten Lasten des Gebäudes (G1) von 90,37 t bzw. des Gebäudes (G2) mit 92,33 t lagen damit unter der limitierten Traglast des Rütteltisches mit 140 t. Für die Durchführung der horizontalen und uniaxialen dynamischen Belastung mit dem Rütteltisch waren die nachfolgend aufgelisteten Kennzahlen zu berücksichtigen:

Tabelle 4.13: Eigenschaften des Rütteltisches (EU-CENTRE, Pavia)

Maximale Geschwindigkeit	2,2 m/s
Maximale Beschleunigung bei 70 t steifer Auflast	1,8 g
Dynamische Maximalkraft	1720 kN
Statische Maximalkraft	2150 kN
Maximales Overturning Moment	1000 kN · 4 m
Erste Eigenfrequenz des Rütteltisches	84 Hz

Genauere digitale Zeitverläufe historischer Erdbeben von lokal aufgenommenen Seismografen sind erst seit neuester Zeit verfügbar und für Starkbeben noch rar. Dennoch gibt es von dem Seismologischen Observatorium Montenegro, das am 1. Mai 1960 zur seismischen Überwachung des Territoriums gegründet wurde, Starkbebenscribe, die für die Region Mitteleuropa repräsentativ sein dürfte. Die Be-

lastung erfolgte daher mit dem Zeitverlauf eines Erdbebens bei Montenegro, wo in der Nacht vom 8. auf den 9. April 1979 ein erstes Beben der Magnitude 5,4 Mw aufgezeichnet wurde [9]. „Mürbe gewordene Mauern der Städte und Dörfer an der Küste Montenegros brachen am frühen Ostersonntag bei einem Erdstoß von 50 Sekunden Dauer zusammen“ schreibt damals der Spiegel zur diesem vergleichsweise schwächeren ersten Beben. Um 6:19 Uhr am 15.04.1979 wurde eine Woche später ein weiteres noch intensiveres Beben mit der Magnitude von 6,9 Mw an mehr als 20 verschiedenen Stationen in unterschiedlichen Entfernungen aufgezeichnet. Eine davon war die Station Ulcinj-Hotel Albatros, die auf Felsboden gegründet und nur mit einer Epizentraldistanz von 21 km entfernt war. Diese Daten wurden als repräsentatives Starkbeben für eine Felsbodengründung ausgewählt und von der European Strong-Database hier verwendet [9]. Die Zeitverläufe der verschiedenen Koordinaten sind in folgenden drei Bildern gezeigt. Aufgrund der Geometrie des uniaxialen Rütteltischs konnte nur eine Richtung berücksichtigt werden. Es wurde daher nur die West-Ost Komponente mit der größten maximalen Grundbeschleunigung (PGA) von 0,22 g und 40,39 Sekunden Dauer verwendet. Die mit 0,17 g beachtlich große vertikale Komponente musste unberücksichtigt bleiben, obwohl ein nicht zu vernachlässigender Effekt auf das schub- und reibungsbasierte Verhalten der Mörtelfugen zu erwarten gewesen wäre. Dieser Effekt wird in diesem Kapitel vernachlässigt, jedoch bei einer realistischen dreidimensionalen Belastung im nächsten Kapitel nicht unterschlagen.

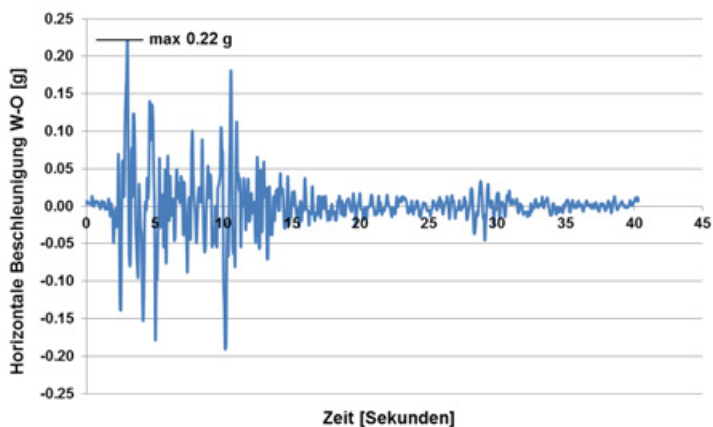


Abb. 4.44: Zeitverlauf des Montenegro Erdbebens (1979) in West – Ost -Richtung

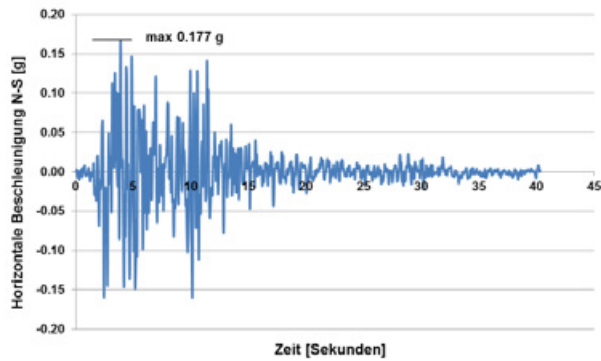


Abb. 4.45: Zeitverlauf des Montenegro Erdbebens (1979) in Nord – Süd -Richtung

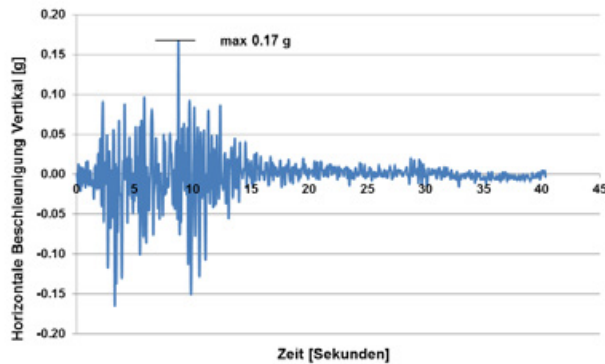


Abb. 4.46: Zeitverlauf des Montenegro Erdbebens (1979) in vertikaler Richtung

Da der Versuch in Stufen stattfinden sollte, um die Schädigungen und Rissentwicklungen beobachten zu können, wurde der Zeitschrieb auf die maximal gewünschte Beschleunigung der Rütteltischplatte skaliert. Es ergaben sich dadurch die unterschiedlich modifizierten Beschleunigungsverläufe mit gleichbleibendem Frequenzgehalt. Das bedeutet im übertragenen Sinne für das daraus berechnete Antwortspektrum nur eine vertikale Amplitudenveränderung.

Für den einprogrammierten Zeitverlauf musste nun vor jedem Belastungstest der dynamische Hydraulikkolben auf die gewünschte PGA kalibriert werden. Durch die zu erwartenden Fehlerquellen bei der Beschleunigungsrealisierung des Antriebs und der Verankerung des Betonstreifenfundaments (Schlupf) wurden zu Vergleichszwecken und zur Kategorisierung der Erdbebenbelastung nur die Beschleunigungen, die am Fundament extern mit Sensoren aufgezeichnet wurden, verwendet. Somit werden nicht exakt die historischen Zeitschriebe, sondern die durch den Versuchsaufbau gefilterten Werte herangezogen und ausgewertet. Es ergaben sich

entsprechend für die beiden Gebäude (G1) und (G2) folgende Belastungsprogramme:

Tabelle 4.14: Maximalbeschleunigungen am Fundament der Gebäude (G1) und (G2) je nach Belastungsstufe

Belastungstest	Maximale Fundamentbeschleunigung Gebäude (G1)	Maximale Fundamentbeschleunigung Gebäude (G2)
1	0,074	0,125
2	0,150	0,434
3	0,524	0,493
4		0,643
5		0,707

Versuchsergebnisse am Gebäude (G1) (unverstärktes Natursteingebäude):

Das Gebäude (G1) wurde vom EU-CENTRE im Rahmen des EU-Programms (SERIES TA User Agreement and framework of Grant Agreement No. 227887) getestet und die im Folgenden verwendeten Aufzeichnungen der Beschleunigungssensoren wurden zur Verwendung und Analyse zur Verfügung gestellt.

Nachdem das Gebäude aufgebaut war, wurden im Vorfeld der ersten Belastungen verschiedene Tests zur Systemidentifikation mit ambierter Vibration aus zwölf Komponenten, die in Abbildung 4.47 dargestellt sind, durchgeführt.

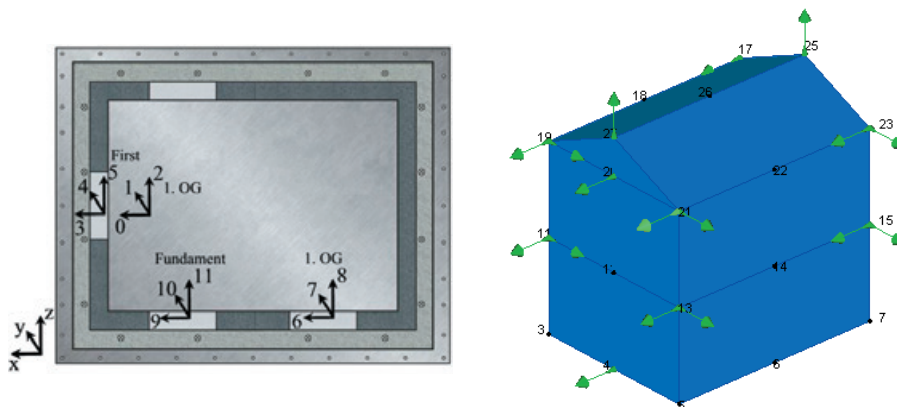


Abb. 4.47: Positionen der ambienten Anregung zur Systemidentifikation (links), Modellierung des Gebäudes in ARTEMIS (rechts)

Die aufgezeichneten Beschleunigungsdaten wurden in das Programm ARTeMIS zur modalen Zerlegung importiert, um die Eigenformen mit entsprechenden Eigenfrequenzen darzustellen. Dazu wurde das Gebäude vereinfacht mit 25 Punkten aus Dreiecksflächen und Kanälen für die Beschleunigungsdaten modelliert. Zur Identifizierung wurde aus den verschiedenen Berechnungsverfahren die „Stochastic Subspace Identification“ (SSI) verwendet, mit der die beiden ersten sehr nah zusammenliegenden Frequenzen der Eigenformen in X- und Y- Richtung gefunden werden konnten. Es wird hier sinngemäß definiert, dass die Eigenform in X-Richtung, was auch der Belastungsrichtung später entspricht, als Mode 1 bezeichnet wird. Aufgrund der fehlenden Datenmessung der X-Komponenten am First, konnte die kragarmförmige Eigenfrequenz des Dachgiebels nur unzureichend genau bestimmt werden. Sie wird bei ungefähr 6.8 Hz eingeordnet.

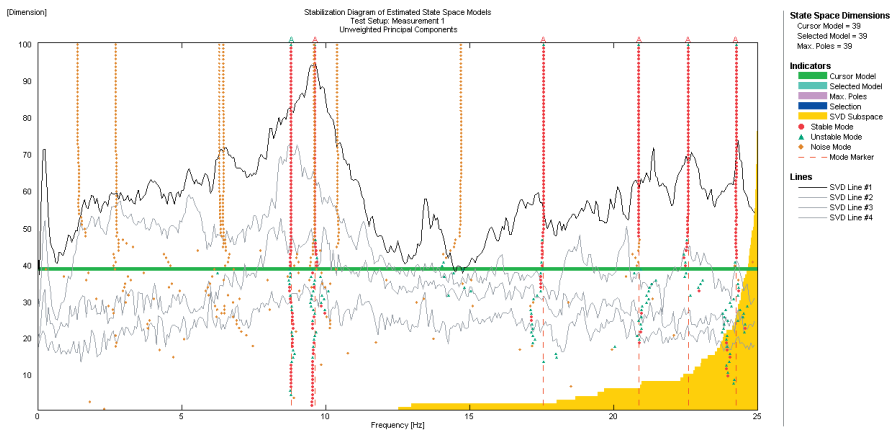


Abb. 4.48: Eigenfrequenzen bei ambienter Anregung in ARTeMIS vor der Belastung

Die animierten Eigenformen und Eigenfrequenzen aus ARTeMIS wurden mit einem linear-elastischen FE-Modell (die Holzbalken wurden als Pendelstäbe angenommen und die Bretter der Holzdecke wurden vernachlässigt, da nicht Schubsteif), das in ETABS modelliert wurde, überprüft. Die Eigenformen stimmten überein und die Eigenfrequenzen in Belastungsrichtung wichen mit 10,82 Hz in ETABS und 8,8 Hz ARTeMIS ca. 23% voneinander ab.

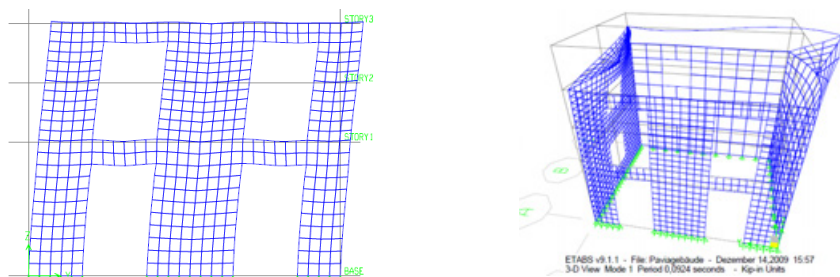


Abb. 4.49: 2-D Ansicht (links) und 3-D-Ansicht (rechts) der Eigenform in Belastungsrichtung aus ETABS

Die Belastung erfolgte in Stufen von 0,074 g bis 0,524 g maximaler Grundbeschleunigung (PGA) in West-Ost-Richtung. Letzte Belastungsstufe entsprach einer rechnerischen Skalierung von 0,4 g des Rütteltischs [140]. Im Folgenden wird aber mit dem in der Realität am Fundament gemessenen Wert weitergearbeitet. In Abbildung 4.50 sind die Belastungsantwortspektren dargestellt, die aus dem Zeitverlauf der Belastung (Sensor Ox) mit 5% Dämpfung berechnet wurden. Das Spektrum zeigt, dass die 1. Eigenperiode von $T=0,113$ s (8,8 Hz) im Bereich des maximalen Grundbeschleunigungsplateaus lag, so dass sich die Belastungserhöhung über die PGA auch proportional auf das Gebäude auswirkte und nicht im stark variierenden Peak-bereich lag.

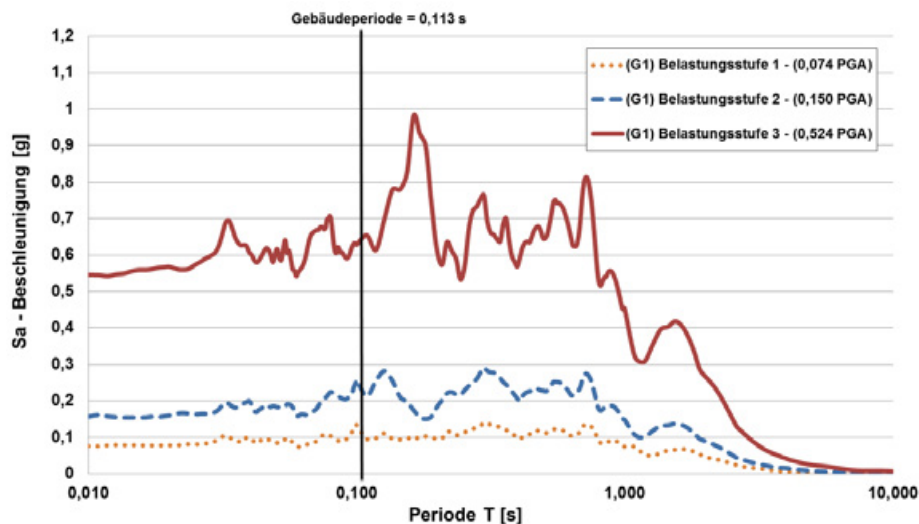


Abb. 4.50: Antwortspektrum der Belastung mit 5% Dämpfung berechnet

Durch die Schädigung am Gebäude wurden die Eigenfrequenzen reduziert, so dass sich durch die Frequenzverschiebung eine Erhöhung der Belastung entwickelte, die wiederum zu einer größeren Schädigung führte. Dadurch sind die Belastungsstufen nicht exakt miteinander vergleichbar, sondern können hier nur näherungsweise analysiert werden. Folgende Tabelle gibt Auskunft über die Entwicklung des Gebäudeverhaltens. Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Frequenzbestimmung mit einem für linear-elastische und ohne Schädigungsprozesse konzipierten Programm ermittelt wurde, so dass mit Ungenauigkeiten gerechnet werden muss. Des Weiteren findet durch die Rütteltischbelastung nur eine Ein-Punkt-Anregung statt und liefert im Vergleich zur ambienten Anregung dadurch deutlich ungenauere Daten.

Tabelle 4.15: Eigenfrequenzen nach den Belastungsstufen des Gebäudes (G1) [Hz]

Mode	Ambiente Anregung	Stufe 1 0,074 g (PGA)	Stufe 2 0,150 g (PGA)	Stufe 3 0,524 g (PGA)
X-Richtung	8,8 Hz	8,136 Hz	8,24 Hz	6,2 Hz
Y-Richtung	9,63 Hz	9,58 Hz	9,63 Hz	8,1 Hz
Torsion	17,55 Hz	17,04 Hz	14,36 Hz	13,16 Hz
Giebel	6,8 Hz	-	-	6,2 Hz

Nach Beendigung der maximalen Belastungsstufe wurden verschiedene Rissbildungen und Schadensmechanismen festgestellt.



Abb. 4.51: Sieben Positionen von Rissen am geschädigten Gebäude (G1) (links), Horizontaler Out-of-plane- Riss während der Belastungsstufe 3 (rechts)

Grundlegendes Merkmal, was zu den folgenden Rissmechanismen führte, war die Holzdecke mit ihrer geringen Schubsteifheit. Da nur einzelne Holzbretter auf den 12 cm breiten und 16 cm hohen Holzbalken aufgenagelt wurden, existierte keine steife Kopplung der Außenwände miteinander. Dies ist der Grund warum sich nach der Rissentwicklung an Position 3 und 5 ein getrenntes Verhalten der Wandscheiben auf der steiferen Nordseite und weicheren Südseite beobachten ließ.

An den Positionen 1 und 2 traten verschiedenartige Out-of-plane-Risse auf. Zwischen den Fenstern verliefen die Risse stufenweise in der Mörtelfuge um die Steine herum, wie nach dem linken Versagenfall nach Abbildung 2.25 in Kapitel 2.4.2. Es wurden keine Risse im Stein beobachtet. Der Effekt wurde auch während Gebäudeversuchen von Tomazevic [227] beobachtet, weil die Holzdecke nicht die Durchbiegung verhinderte bzw. begrenzte. Der Schaden am Giebel trat infolge des rutschenden Dachs auf, nachdem die Vermörtelung des Firstbalkens und den beiden horizontalen Pfetten auf dem Mauerwerk aufgebrochen war. Dadurch entwickelte sich eine klaffende horizontale Fuge des auskragenden Giebels.

An Position 3 und 4 wurden die größten Rissbreiten mit ca. 5 cm (ausgehend von Videomaterial) beobachtet. Die Risse entstanden durch eine Kombination aus reiner Zugbeanspruchung und Biegung der Riegel. Nach diesen Rissen stellte sich ein weiches Verhalten der Südfrontseite ein. Durch die größeren Verschiebungen an der oberen Süd-West Ecke im Vergleich zur oberen Nord-West-Ecke stellte sich eine Winkelveränderung ($<90^\circ$) ein, die zu Rissen in der Ecke an Position 4 führten.

Positionen 6 und 7 waren gekreuzte und horizontale Schubrisse durch die Mörtelfugen. Die restlichen kleineren Haarrisse, konnten nicht exakt gedeutet werden, spielten jedoch zur Beschreibung des Gebäudeverhaltens nur eine untergeordnete Rolle.

Bei Betrachtung der gemessenen Beschleunigungen über die Höhe des Gebäudes auf der Westseite, fallen wesentliche Unterschiede an der nördlichen und südlichen Gebäudekante auf. An der West-Nord-Ecke nehmen die Beschleunigungen in Höhe der Gebäudemitte im Vergleich zur Bodenbeschleunigung zu und werden in der Höhe von 4,8 m wieder reduziert. Umgekehrt verhält es sich an der West-Süd-Kante. Hier nehmen die Beschleunigungen in der gleichen Höhe von 4,8 m im Vergleich zur Gebäudemitte und Boden verstärkt zu. Der Autor nimmt an, dass dies durch einen Tilgereffekt der unterschiedlichen Wandebenen auf der Nord- und Südseite zu erklären ist. Während die Eigenfrequenz der Frontseite durch die Schädigung abnimmt, gelangt man in den Bereich des Antwortspektrums der deutlichen Lasterhöhung (Abbildung 4.50). Dagegen bleibt durch die geringe und nicht visuell erfassbare Schädigung auf der Nordseite die Eigenfrequenz annähernd gleich und

führt nicht zu einer Erhöhung der Last, sondern wird durch die antizyklische, tilgende Wirkung der Frontseite reduziert. Es kann davon ausgegangen werden, dass nach einer anfänglichen Schubbewegung in der Decke bei größerer Verzerrung die Holzbalken irgendwann auf Zug aktiviert wurden, so dass jene wie eine Federwirkung mit angeschlossener Masse der Fronseite interpretiert werden kann.

Abbildung 4.52 und 4.53 zeigen die maximal gemessenen Beschleunigungen in verschiedener Höhe für die drei Belastungstests an der West-Nord-Kante und an der West-Süd-Ecke. Hierin wird die Reduzierung bzw. die Erhöhung im Speziellen in der Höhe von 4,8 m in allen Tests offensichtlich, so dass kein Anzeichen auf einen Mess- oder Auswertungsfehler vorliegt. Darüber hinaus kann ein proportionaler Zusammenhang der beiden Messreihen für jede Belastungsgruppe herausgelesen werden. Besonders soll auf die deutliche Beschleunigungserhöhung im geschädigten Zustand an Sensorlage Fx am oberen West-Süd-Eck mit 0,95 g hingewiesen werden. Dies würde im Antwortspektrum einer entsprechenden Überhöhung im unteren Periodenbereich des Peaks von 0,16 s (6,25 Hz) und im höheren Bereich von 0,17 s (5,88 Hz) entsprechen.

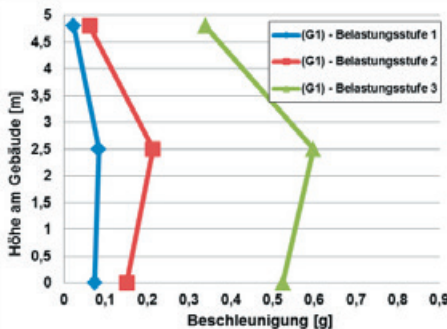


Abb. 4.52: Beschleunigungen über die Höhe der West-Nord-Ecke (Sensoren Ox, Ax, Ex)

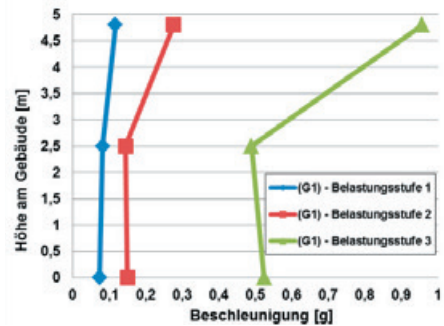


Abb. 4.53: Beschleunigungen über die Höhe der West-Süd-Ecke (Sensoren Ox, Bx, Fx)

Die Ermittlung der Überhöhungsfaktoren an den beiden Ebenen der Stockwerke wurde aus dem Quotienten der maximal gemessenen Beschleunigung am Sensorpunkt des Gebäudes und der maximalen Bodenbeschleunigung berechnet. Es ergaben sich Überhöhungsfaktoren von 0,93 bis 1,42 auf der Höhe des ersten Stocks und ein Wertintervall von 0,31 bis 1,94 auf Höhe des zweiten Stockwerks. Damit betragen die Streuungen im unteren Stockwerk ca. 53%, während 2,3 m höher die Werte um den Faktor 6 variierten. Dies zeigt, dass bei dem vorwiegend im oberen Bereich geschädigten Gebäude ein sehr starkes nichtlineares Verhalten gemessen wurde. Im Umkehrschluss kann auch angenommen werden, dass sich zwei unter-

schiedliche Systeme mit verschiedenen Frequenzbereichen herausbildeten, deren Eigenfrequenzen abhängig vom Schädigungsgrads waren. Für das untere nur leicht beschädigte Stockwerk, konnte mit der vergleichsweise geringen Schwankung der Überhöhungsfaktoren ein durchweg stabiles dynamisches Verhalten beobachtet werden.

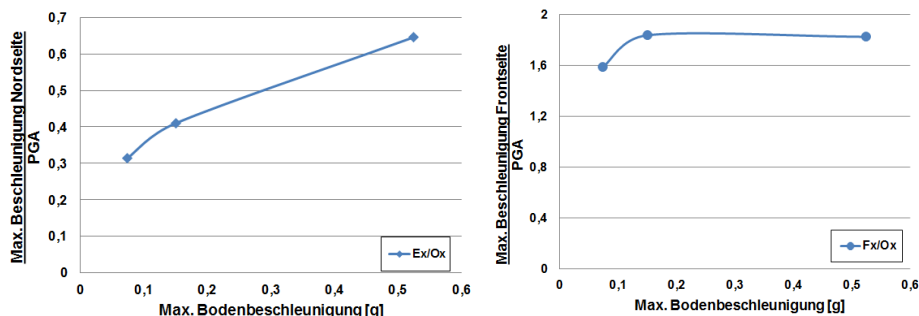


Abb. 4.54: Überhöhungsfaktoren an der West-Nord-Ecke in Abhängigkeit der PGA, Überhöhungsfaktoren an der West-Süd-Ecke in Abhängigkeit der PGA (rechts)

Versuchsergebnisse des Gebäudes (G2) :

Das Gebäude (G1) wurde nach der letzten Belastung mit verschiedenen Maßnahmen wiederinstandgesetzt. Es wurde versucht das Gebäude in den Urzustand zurückzusetzen und eine zweite Belastungsserie an diesem sanierten Gebäude (G2) durchzuführen.

Als erstes mussten 1,8 cm dicke Schaltafeln im Versatz auf die Holzbalkendecke aufgenagelt werden, um die ursprüngliche Scheibensteifigkeit wiederherzustellen. Die Nägel wurden alle 50 cm an der Außenkante der Schaltafeln umlaufend eingeschlagen, so dass auch die Holzbalken getroffen wurden. Die vorherige Reduzierung der Steifigkeit war auf die plastisch verformten Nagelverbindungen zwischen Holzbrettern und den Balken sowie auf die Reduzierung der Reibung zurückzuführen.

Die gebrochene Mörtelverbindung der beiden Mauerwerkspfetten und Firstpfette des Dachstuhls wurde beidseitig mit jeweils vier 40 cm langen Betonstahlstäben ersetzt. Dafür erfolgte eine schräge Bohrung (siehe Abbildung 4.55) durch die oberste Steinschicht des Mauerwerks bis durch den Holzbalken, der auf dem Mauerwerk aufsaß. Die anschließend eingepressten Injektionsanker dienten dadurch zur Schubverdübelung.



Abb. 4.55: Versteifung der Holzdecke mit Schaltafeln (links), Verbindung Mauerwerk zu Dach mit Stahldübelankern (rechts)

Die Hauptinstandsetzungsmaßnahme bestand in der Applikation des Mörtel-Textil-Systems *eq-grid* bestehend aus dem Mörtel *Sikagard® 720 EpoCem* und dem quadraxialen hybriden Flächengebilde *T8300* auf der gesamten Außenseite und innen lokal am Giebel des Gebäudes. Die Auftragung des Mörtels erfolgte zum besseren Ausgleich der Unebenheiten des Natursteingefüges in drei Schichten. Die erste sollte die größten Vertiefungen füllen, um der zweiten volldeckenden Grundschicht, in die das Fasergebilde frisch eingelegt wurde, eine bessere Oberflächenbeschaffenheit zu ebnet. Wie es in Zugversuchen des Kapitels 4.1.1 gezeigt wurde, musste an den lokal dickeren Mörtelschichten mit einer Zugversteifung, vor allem im Überlappungsbereich, gerechnet werden. Mit der Endschicht waren die Unebenheiten immer noch sichtbar, so dass das Textil in einem nicht definierbaren gewellten Verlauf verlegt wurde. Mit der Setzlatte wurden Schwankungen von ca. +/- 1,5 cm festgestellt. Die 1,27 m breiten Textilbahnen wurden in vertikaler Richtung verlegt, so dass die schrägen Polypropylenfasern im Winkel von 30° zur Horizontalen ausgerichtet waren. Nur im Bereich auf Höhe der Verbindungsriegel der Öffnungen der Frontseite wurden zusätzlich das gesamte Gebäude umwickelnde horizontale Gewebekonstruktionen eingemörtelt. Diese Maßnahme begründete sich aus den dort größten zu erwartenden Zugkräften. Zur kraftschlüssigen Verbindung aller Textilbahnen, wurden sie mit 10 cm überlappt. Anhand vorheriger Zugversuche konnte diese Verankerungslänge als ausreichend angenommen werden.



Abb. 4.56: Einbettung der durchgehenden Gewebehahnen (links), Geschädigtes Gebäude (G2), (gestrichelt Risse in Fasern und schraffiert Delamination) (rechts)

Die Belastung erfolgte analog zu Gebäude (G1), mit dem Unterschied, dass mehr Versuche und mit stärkerer maximaler Grundbeschleunigung durchgeführt werden konnten. Die fünf Belastungsstufen werden im Folgenden wieder in Form des berechneten Antwortspektrums (für 5% Dämpfung) angegeben. Für die letzte Stufe wurde die rechnerische Rütteltischskalierung von 0,6 g verwendet, die zu einem am Fundament gemessenen Wert von 0,707 g führte.

Tabelle 4.16: Eigenfrequenzen nach den Belastungsstufen des Gebäudes (G2) [Hz]

Mode	0,125 g	0,434 g	0,493 g	0,643 g	0,707 g
x-Richtung	9,95	9,52	9,34	8,22	7,19
y-Richtung	11,75	11,43	11,76	11,73	8,04
Torsion	17,56	17,95	16,63	17,04	17,1
Frontseite (Süd)	-	-	-	-	1,87

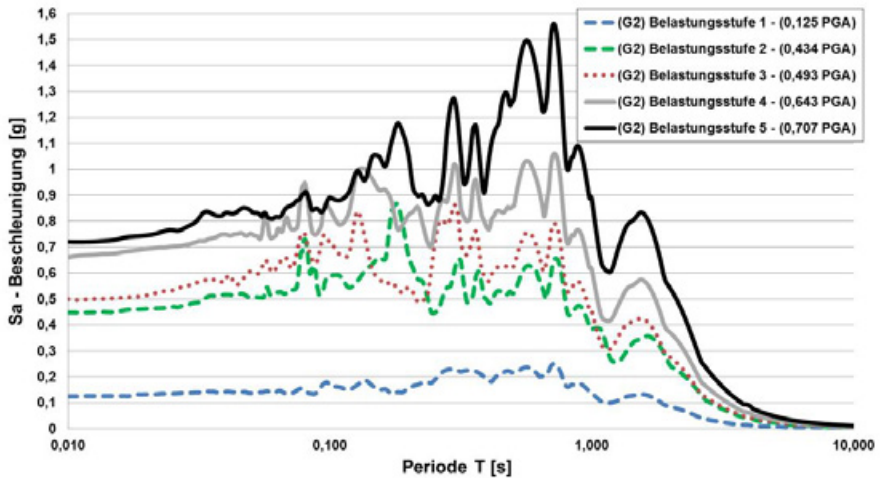


Abb. 4.57: Antwortspektrum der Belastung mit 5% Dämpfung berechnet

Während der ersten drei Tests bis 0,493 g PGA wurden keine visuellen Schädigungen festgestellt, jedoch indizieren die mit ARTeMIS berechneten Eigenfrequenzen, dass auf Mikroebene leichte Veränderungen stattgefunden haben müssten.

Nach der Stufe 4 konnten erste vertikal verlaufende Risse mit Breiten von 0,5 mm im Bereich der Position 3 (nach Abbildung 4.51) visuell festgestellt werden. Dies ging mit einem Abfall der Eigenfrequenz in X-Richtung mit ca. 14,9 % einher.

Bei der Analyse der Eigenfrequenzen wurde bei der Belastungsstufe 5 eine neue erste Eigenfrequenz mit 1,85 Hz registriert. Aufgrund der schon zuvor erwähnten Problematik der linear-elastischen Frequenzberechnung bei einem hoch nichtlinearen System kann daher keine gesicherte Aussage getroffen werden. Jedoch stimmt diese Frequenz mit jener der gerissenen, weichen Frontseite überein, die anhand von Videomaterial bei der Nachberechnung aus den Frames zwischen 1,667 – 2,22 Sekunden bei einem Schwingzyklus mit grob $1/(2,22-1,667) = 1,8$ Hz ergab und somit plausibel erscheint.

Während der maximalen fünften Stufe mit 0,707 g PGA wurden die Zugspannungen der horizontal verlaufenden Glasfasern überschritten und führten lokal zu einem Versagen an Position 4. Die vier vertikalen, 4 mm breiten Risse an dem 0,7 m hohen und 1,2 m breiten Riegelbereich links (siehe auch Abbildung 4.22 rechts) und die beiden Risse links führten zu großen Schubverzerrungen und letztendlich großen Verformungen der Frontseite.

Zusätzlich wurden am unteren Bereich zwischen den beiden linken Türöffnungen (Holzsturzbereich) Delamination zwischen Textil und unterer Mörtelschicht festge-

stellt. Ob dies durch den ungeradlinigen Verlauf des Textils in Form von Ablösekräften oder schlechter Verarbeitung verursacht wurde, konnte im Nachhinein nicht mehr festgestellt werden.

Abbruchkriterium nach diesem Versuch waren die zu großen Momente auf den Rütteltisch, die sich nahe der Grenze von 4000 kNm bewegten.

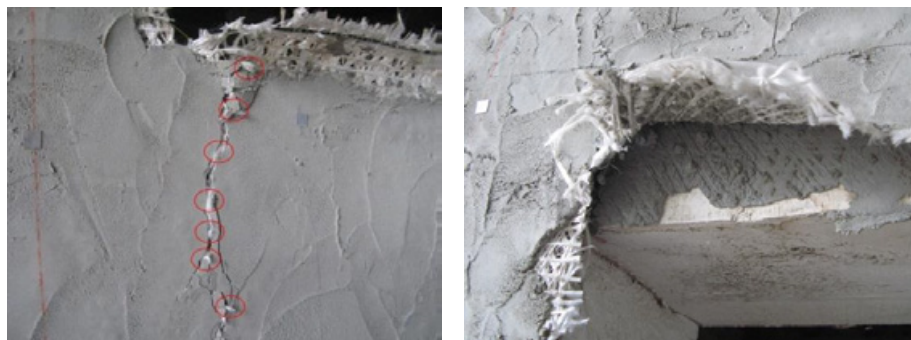


Abb. 4.58: Versagen der horizontal verlaufenden Glasfasern (rote Markierung) (links), Delamination am Holzsturz überhalb der unteren Türöffnung (links)

Der Zusammenhalt in der letzten Belastungsstufe wurde durch die noch intakten 30° zu den Rissen geneigten Polypropylenfasern gewährleistet, die den Riss überbrückten und dadurch die Rissbreite beschränkten. Durch die große elastische lokale Dehnbarkeit und Rotationsfähigkeit stellte sich auf der Frontseite ein Verformungssystem und –mechanismus der Art „Strong column & weak beam“ über die entstandenen Gelenke ein, die zu einer wesentlich größeren globalen Verschiebdeuktilität des Gebäudes (G2) führte. Die Verformung an den Wandfüßen trat in Form von einer klaffenden Fuge bzw. dem sogenannten Gesamtverformungsverhalten „rocking“ auf.

Wie schon beim Gebäude (G1) stellte sich durch die nur sehr weiche Kopplung der Holzdeckenscheibe wieder das getrennte Schwingungsverhalten der Frontseite (Südseite) und Nordseite ein. Hier wurde im Vergleich zum Gebäude (G1) erst nach der maximalen Belastungsstufe die Beschleunigungsreduktion an der oberen West-Nord-Ecke gemessen. Im mittleren Wandbereich trat an dieser Stelle keine Lastreduktion auf. Der vermutete Tilgereffekt trat also erst nach dem Brechen der Glasfasern und dem dadurch wieder weicheren Verformungsverhalten auf. In Abbildung 4.59 wird dieser Effekt anhand der gemessenen Beschleunigungsdaten über die Höhe linear interpoliert für jede Belastungsstufe verdeutlicht.

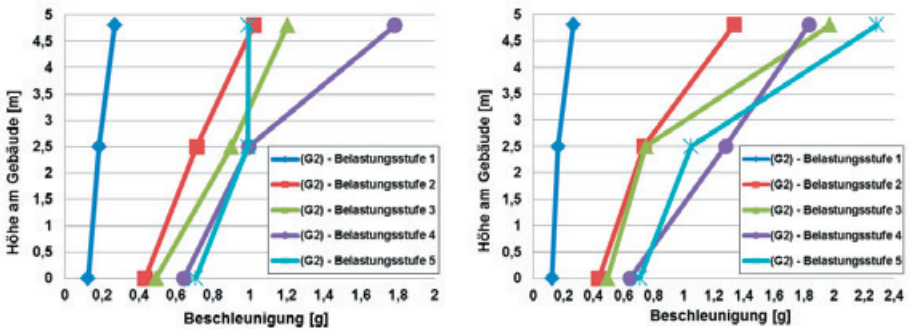


Abb. 4.59: Beschleunigungen über die Höhe der West-Nord-Ecke (Sensoren Ox, Ax, Ex) (links), West-Süd-Ecke (Sensoren Ox, Bx, Fx) (rechts)

Analog wie zuvor wurden die Überhöhungsfaktoren für das erste und zweite Stockwerk berechnet. Während die Werte der West-Nord-Ecke repräsentativ für die in-plane Ebene der Nordwand sind, können die Messungen an der West-Süd-Ecke für die Frontseite (Südseite) herangezogen werden. Es ergaben sich Überhöhungsfaktoren von 1,32 bis 1,98 auf der Höhe des ersten Stockwerks und ein Wertintervall von 1,4 bis 3,99 auf Höhe des zweiten Stockwerks. Damit betragen die Streuungen im unteren Stockwerk ca. 51%, während 2,3 m höher die Werte mit einem Faktor 2,85 variierten. Hier sei nochmals zum Vergleich die ähnliche Streuung des ersten Stockwerks von Gebäude (G1) mit 52% erwähnt.

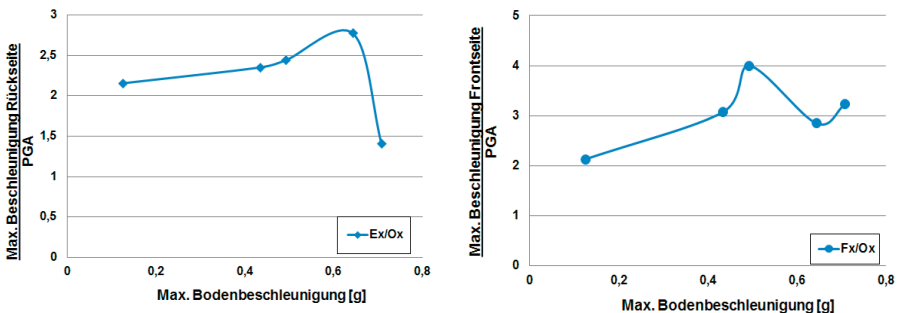


Abb. 4.60: Überhöhungsfaktoren an der West-Nord-Ecke in Abhängigkeit der PGA (links), West-Süd-Ecke (rechts)

Durch den Schädigungsgrad bei 0,707 g PGA Belastung wurde speziell an der West-Nord-Kante ein Abfall auf den Überhöhungsfaktor 1,4 beobachtet. Allgemein wurde auf der Höhe von 2,5 m eher eine konstante Tendenz und im zweiten Stockwerk eine leicht steigende Tendenz der Überhöhungsfaktoren mit zunehmender PGA festgestellt.

Vergleich der Ergebnisse zu einer alternativen Verstärkungsmethode

Anhand eines parallelen Projekts des EU-CENTRE Pavia bietet sich hier zu Vergleichszwecken die Gelegenheit, an einem Gebäude der gleichen Architektur und unter den gleichen Testbedingungen der Versuchseinrichtung Vergleiche zu ziehen. Dies ist möglich, da von Magenes et al. [140] ein weiteres Natursteingebäude aufgebaut und untersucht wurde. Der Unterschied zu dem in dieser Arbeit beschriebenen Gebäude waren ein Betonringanker (320 mm x 20 mm) rund um die Mauerwerksstruktur im oberen Bereich und eine mit Stahlplatten und Verspannungsstählen versteifte Deckenscheibe (siehe die Endplatten der Verspannung unten in abb. 4.61). Aufgrund einer Vorschädigung beim Transport des Gebäudes entstanden schon im Vorfeld der Untersuchungen einige dem Setzungsverhalten typische Risse. Die Belastungen wurden bei beiden verglichenen Gebäuden bis zum Belastungsniveau von 0,6 g der Rütteltischskalierung durchgeführt. Im Unterschied konnten am vorgespannten Gebäude deutlich gravierendere Schädigungen beobachtet werden, die bei weiterer Belastung wahrscheinlich zum Einsturz geführt hätten. Ähnlich wie im Falle der erwähnten Ferrozementverstärkung auf Höhe der Deckenscheibe bei Versuchen von Benedetti et al. [17] zeigte sich auch hier eine stärkere Konzentration der Belastungen im Bereich der Schubwände des unteren Stockwerks. Dies führte zu diagonalem Schubversagen und horizontalem Gleiten. Des Weiteren konnten vermehrt Risse infolge Out-of-plane-Belastung beobachtet werden. Dies zeigte sich in Wandseparation an einer Ecke und Biegerissen von den Fenstern ausgehend. Im Gegensatz dazu wurden nur lokale plastische Rotationschäden an den Riegeln des faserverstärkten Gebäudes (G2) beobachtet, die zu einer größeren Verformbarkeit führte. Out-of-plane Schäden traten durch die vertikalen Fasern nicht auf.

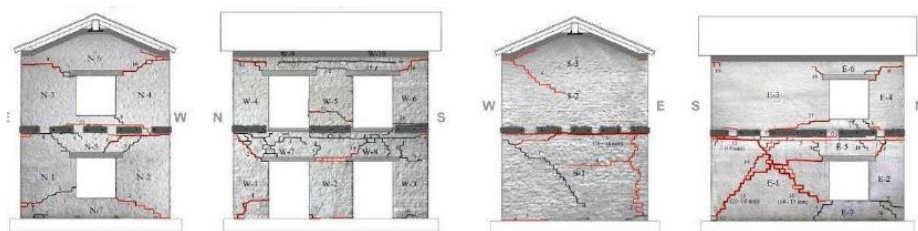


Abb. 4.61: Geschädigtes Testgebäude aus Magenes et al [140], (in rot Risse durch Erbebenbelastung, in schwarz Risse aus Transport). In dunkelgrau sind die Positionen der Ankerplatten aus Stahl für die Spannstrangen sichtbar.

4.2.3 Experimente an drei 3-D und dynamisch belasteten Gebäuden

Die Versuche der zweistöckigen Natursteingebäude (G1) und (G2) unter uniaxialer Belastung des vorigen Kapitels werfen die Fragen des Einflusses einer vertikalen und zweiten horizontalen Beschleunigungskomponente, sowie die vergleichbare Wirksamkeit kommerzieller Verstärkungen, die schon ausführlich in der Literatur behandelt wurden, auf. In diesem Kapitel wird auf diese Fragestellung anhand von drei baugleichen unbeschädigten zweistöckigen Gebäuden eingegangen, die einer mehraxialen Belastung ausgesetzt wurden. Die Tests wurden am Structural Engineering Research Center (SERC) in Chennai (Indien) auf einem 4 m x 4 m großen Rütteltisch durchgeführt, der 6 Freiheitsgrade bei maximalen Beschleunigungen von 1,0 g unterstützt.

Als erstes Gebäude diente ein Mauerwerksgebäude (G3) als Referenz für den unverstärkten Zustand. Kreuzweise angeordnete und 100 mm breite Glasfaserbänder wurden zusammen mit Epoxidharz als Verstärkung für das zweite Gebäude (G4) als kommerzielle Verstärkungsmethode ausgewählt. Gebäude (G5) wurde mit dem wei terentwickelten 2-komponentigen Mörtel *Sika Monotop®-722-Mur* und dem hybriden quadraxialen Flächengebilde *T8300* vollflächig auf der Außenseite verstärkt.

Die Mauerwerksgebäude wurden hintereinander mit Vollziegelsteinen der Größe 220 mm x 110 mm x 75 mm, die mit niedrigerer Temperatur gebrannt wurden und dadurch ein sehr poröses Gefüge aufwiesen, zusammen mit Zementmörtel im halben Verband aufgemauert. Das Mischungsverhältnis des Mörtels aus Sand und Zement betrug 4:1, so dass die mittlere Mörtelfestigkeit mit 9,33 N/mm² höher war als die mittlere Steindruckfestigkeit vertikal zu der Lagerfuge mit 7,4 N/mm². Dies ist, umgekehrt zu Deutschland oder Südeuropa, der Regelfall in Südindien, wenn diese Steinart verwendet wird.

Die Geometrie wurde wie im vorherigen Fall nach den horizontalen Längenabmessungen im Verhältnis 1:2 skaliert. Die lichten Geschosshöhen von 2,5 m, die Wanddicken von 0,11 m und die Öffnungsgrößen blieben unverändert. Als steifer Deckenabschluss diente eine starre Betondecke, die im Vergleich zur Holzdecke in Gebäude (G1) und (G2) zu einer guten Kopplung aller Wandscheiben führte. Die Anordnung der Fensteröffnungen und der Grundriss führten zu einem nahezu symmetrischen Aufbau. Die durchgehende Wandscheibe ohne Öffnung auf der Ostseite kann als geringfügige lokale Versteifung angesehen werden. Die drei Fensteröffnungen mit 1,2 m x 0,9 m und die Türen mit 2,1 m x 0,9 m wurden alle gleichgroß ausgebildet. Die Geometrie der Gebäude sowie die Lage der Sensorenpunkte für Beschleunigungs- und Verschiebungsmessungen können aus Abbildung 4.62 entnommen werden.

4 Experimentelle Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk

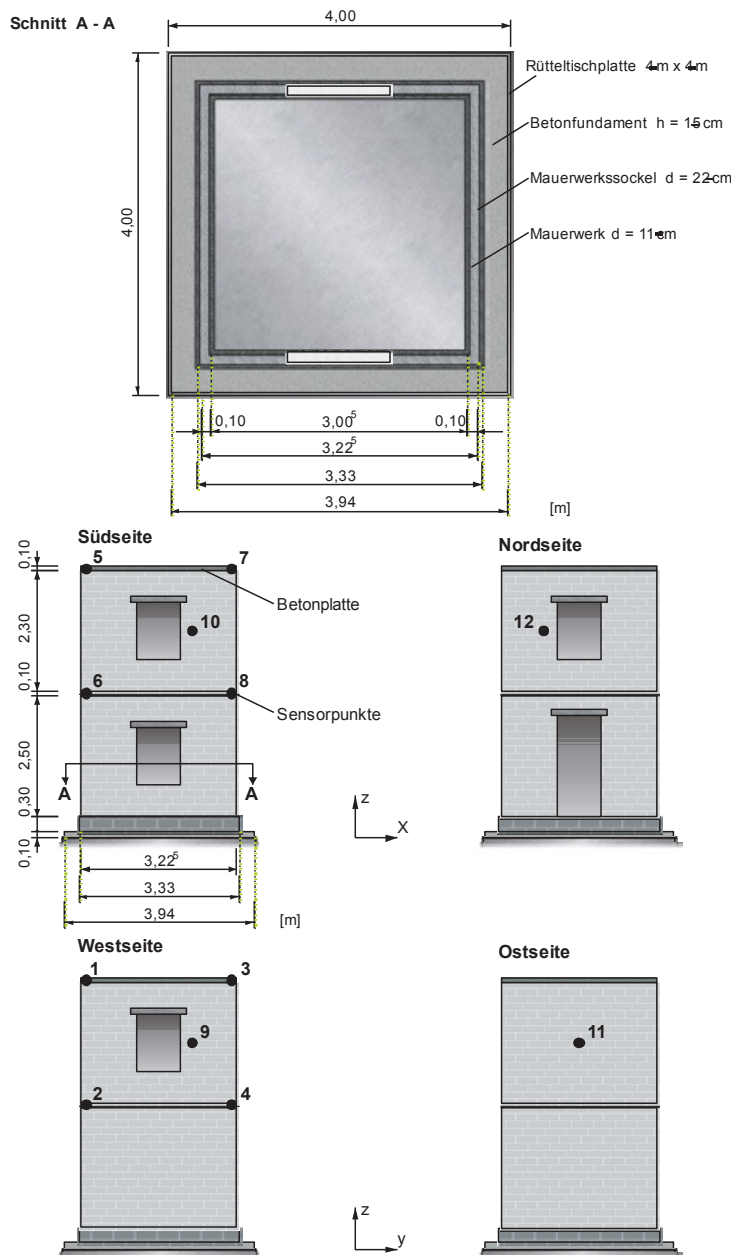


Abb. 4.62: Geometrie des Gebäudes und Lage der Sensorenpunkte [m]

Die Masse der Gebäude (G3) und (G4) setzte sich aus der Fundamentplatte, dem etwas breiteren Mauerwerkssockel, dem Mauerwerk und aus zwei Betondecken zusammen. Damit ergab sich ein Gesamtgewicht von 16,83 t, welches mit der ganzflächigen Mörtelschicht zur Verstärkung des Gebäudes (G5) um 8 % auf 18,17 t erhöht wurde. Die angefügte Massenzusammenstellung zeigt, dass sich ca. 50 % der Hauptlasten vor allem durch die schweren Betondecken lokal konzentrieren und für spätere Rechnungen ein Zweimassenschwinger als Modell gerechtfertigt ist.

Tabelle 4.17: Massenermittlung für die einzelnen Bauteile

Gebäude (G3 + G4)	Volumen	Wichte	Masse
Fundament	$3,94 \text{ m} \cdot 3,94 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} = 2,33 \text{ m}^3$	2,4 t/m ³	5,59 t
Mauerwerkssockel	$0,3 \text{ m} \cdot 0,22 \text{ m} \cdot (2 \cdot 3,3 \text{ m} + 2 \cdot 2,86 \text{ m})$	0,9 t/m ³	0,73 t
Mauerwerk	$5 \text{ m} \cdot (2 \cdot 3,225 \text{ m} + 2 \cdot 3,05 \text{ m})$ $- 3 \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 0,9 \text{ m}$ $- 2 \cdot 2,1 \text{ m} \cdot 0,9 \text{ m} = 55,73 \text{ m}^2$ $\Rightarrow 55,73 \text{ m}^2 \cdot 0,11 \text{ m} = 6,13 \text{ m}^3$	0,9 t/m ³	5,52 t
Betondecken	$2 \cdot (3,225 \text{ m} \cdot 3,225 \text{ m} \cdot 0,1 \text{ m}) = 2,08 \text{ m}^3$	2,4 t/m ³	4,99 t
		Summe	16,83 t
Gebäude (G5)			
Mörtelmatrix	$55,73 \text{ m}^2 \cdot 0,01 \text{ m} = 0,557 \text{ m}^3$	2,4 t/m ³	1,34 t
		Summe	18,17 t

Die Belastung wurde simultan in drei Richtungen aufgebracht. Die maximalen Beschleunigungen in horizontaler X- und Y-Richtung wurden gleich belassen und die vertikale Komponente auf 2/3 skaliert. Da keine Starkbebenschreibe für die Region Südindien vorlagen, wurden die entsprechenden Zeitverläufe künstlich generiert. Entsprechend der Zone III und dem Zonenfaktor 0,16 (angenommene PGA) für Chennai wurde das Antwortspektrum nach Indian Standard 1893: 2002 [110] berechnet und daraus ein entsprechender Zeitverlauf ermittelt. Für alle drei Belastungsrichtungen wurden unterschiedliche 60 Sekunden lang generierte Zeitverläufe gewählt, so dass diese unabhängig voneinander waren. Die Belastung wurde wieder für jede Stufe auf die maximale Bodenbeschleunigung überhöht, skaliert und so in mehreren Stufen aufgebracht.

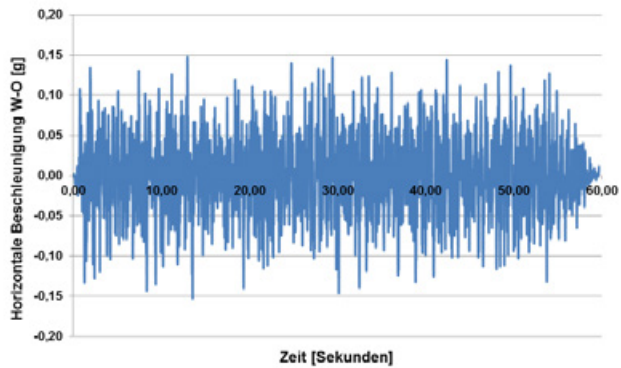


Abb. 4.63: Künstlicher Beschleunigungsverlauf in X- Richtung (horizontal)

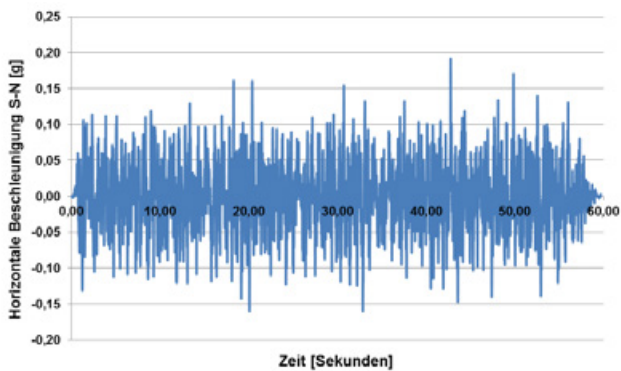


Abb. 4.64: Künstlicher Beschleunigungsverlauf Y- Richtung (horizontal)

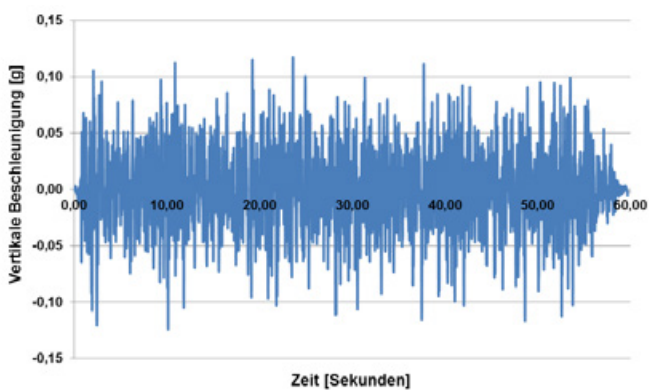


Abb. 4.65: Künstlicher Beschleunigungsverlauf in Z- Richtung (vertikal)

Zur Analyse wurde jedes Gebäude mit 12 Beschleunigungssensoren (Bruek und Kjaer), 8 Verschiebungssensoren (HBM LVDT's) und 6 (TML) Dehnungsmessern ausgestattet. Die Verschiebungsmessungen erfolgten mit einem Laser- und Spiegelsystem und wurde an externen, auskragenden Stahlstützen befestigt (Abbildung 4.66, rechts). Dadurch war es möglich, viele Datenpunkte mit hoher Schreibfrequenz aufzuzeichnen. Die Aufzeichnungsfrequenz lag bei 200 Hz. Die großen Verschiebungen des Rütteltischs, die zum Erreichen der hohen Grundbeschleunigungen notwendig waren, führten zum Teil dazu, dass die Spiegelabmessungen nicht ausreichten. Einige der Sensoren wurden zu ihrem Schutz in den letzten Belastungsstufen wieder entfernt.

(G3) –unverstärktes Referenzgebäude–



Abb. 4.66: Gebäude (G3) mit Senorenmast für die Verschiebungsmessung (links), Verschiebungsmesser mit Spiegel-Laser-System (rechts)

Das unverstärkte Gebäude (G3) wurde in 8 Stufen bis zu einer maximalen Grundbeschleunigung von 0,45 g belastet. Dafür wurden die maximalen Grundbeschleunigungen in West-Ost-Richtung auf die gewünschten PGA-Werte des Rütteltischinputs kalibriert. An dieser Stelle ist anzumerken, dass für die zweite Horizontalrichtung und die Vertikalrichtung bis ca. 0,2 g eine gute Übereinstimmung der real gemessenen Werte erreicht werden konnte, jedoch mit verstärktem Schädigungsgrad die Abweichungen stärker ausfielen. Dies lässt sich mit einem Rütteltischparadoxon erklären. Denn wenn sich nach Rissen die Steifigkeit und somit Dynamik des Gebäudes ändert, wird auch die Rütteltischkonstruktion unterschiedlich belastet. Doch wenn diese nicht wie berechnet angeregt wird, ändert sich auch der Input der Gebäudebelastung, die wiederum zur Rückkopplung am Rütteltisch führt. Die ersten 4 Stufen von 0,05 g PGA bis zum Bemessungswert von 0,16 g dienten zum Herantasten an den maximal möglichen Wert, der anhand von Vo-

rausberechnungen mit einem linear-elastischen FE-Modell der Software ETABS auf 0,3 g und mit einer Handrechnung auf 0,23 g berechnet wurde. Der Versuch zeigte letztendlich, dass fast das Doppelte der Handrechnung mit 0,45 g PGA erreicht wurde. Die Maximalwerte der Belastung in die jeweilige Richtung wurden in Tabelle 4.15 für die verschiedenen Belastungsstufen zusammengefasst.

Tabelle 4.18: Belastung auf Gebäude (G3)

Belastungsstufe – Kalibrierung	PGA in W-O-Richtung [g]	PGA in N-S-Richtung [g]	PGA vertikal [g]
1 – 0,05g	0,064	0,0561	0,043
2 – 0,075 g	0,087	0,086	0,062
3 – 0,10 g	0,108	0,108	0,081
4 – 0,15 g	0,153	0,159	0,124
5 – 0,20 g	0,201	0,242	0,198
6 – 0,30 g	0,293	0,368	0,341
7 – 0,40 g	0,391	0,488	0,481
8 – 0,45 g	0,437	0,577	0,539

Für die grafische Darstellung der Belastung über den Periodenbereich sind im Folgenden die aus der Belastung mit 5% Dämpfung berechneten Antwortspektren für die West-Ostrichtung und die Vertikalrichtung angegeben. Für die Nord-Süd-Richtung und andere folgende Gebäudeversuche sind die Antwortspektren im Anhang zu finden. Es sind jedoch zu den Grundformen für die Vertikal- und die Horizontalkomponente keine größeren Unterschiede gegeben.

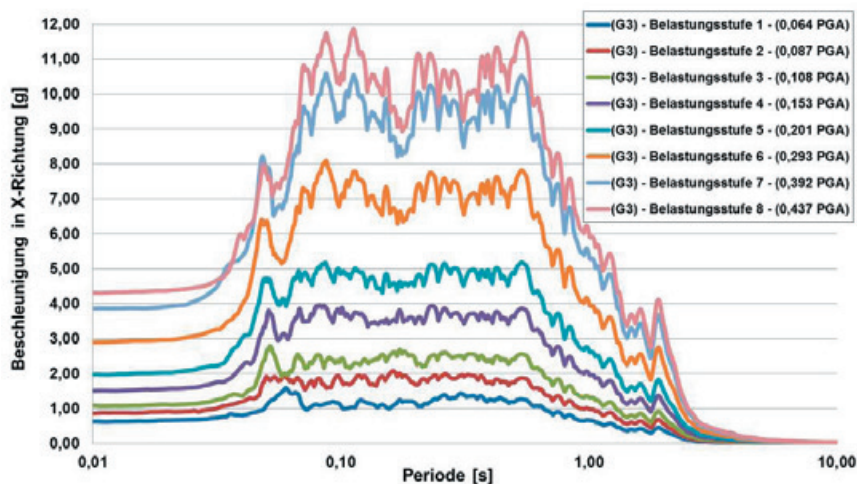


Abb. 4.67: Antwortspektren der Belastungen in W-O-Richtung mit 5% Dämpfung

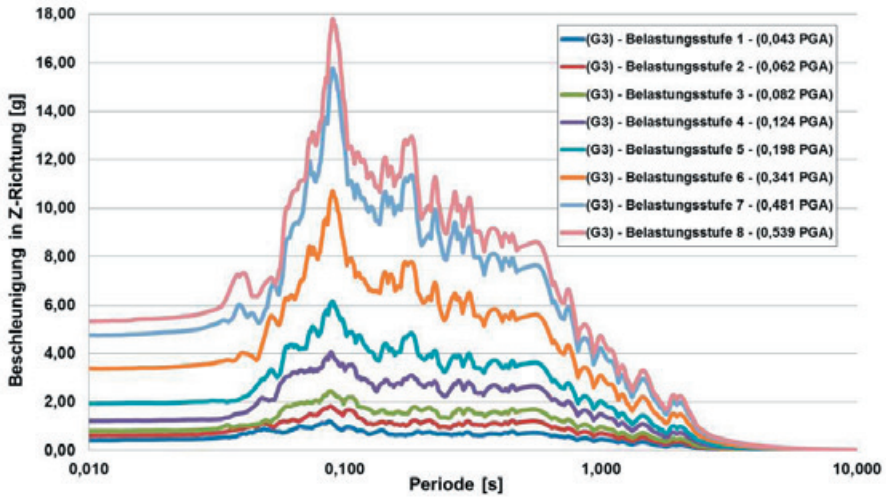


Abb. 4.68: Antwortspektren der Belastungen in vertikaler Richtung mit 5% Dämpfung

Gleich zu Beginn der Belastung entwickelte sich vertikal und mittig unter dem unteren Fenster auf der Südseite ein Out-of-plane-Riss, bis zum dickeren Mauerwerksockel verlaufend. Erste feine horizontale Schubrisse in den unteren 3 Mörtelfugen wurden bei der ersten Belastung an der West- und Ostseite beobachtet. Schrittweise weiteten sie sich links und rechts über weitere Rissflanken im Stein und an der Grenzfläche Stein zu Mörtel aus. Nach der auf 0,3 g kalibrierter Belastung setzte ein „Rocking“ des gesamten Gebäudes ein, was zu zusätzlichen horizontalen Rissen an den vier Ecken der Tür auf der Nordseite führte. Die schon vorhandenen Schubrisse weiteten sich aus und die untere Nord-Ost-Ecke brach schräg ab.

Die größten Schädigungen und Schubbewegungen entstanden im letzten Belastungstest. Rings um das Gebäude vereinigten sich die Schubrisse in den unteren drei Steinreihen, so dass das gesamte Gebäude besonders auf der Ostseite horizontal stark zu gleiten begann. Es entstand dadurch quasi eine Trennung vom Rütteltisch und bewirkte ein Verhalten wie bei einer Basisisolierung. Als Folge entwickelten sich zwei 90 cm lange vertikale Wandseparationsrisse an den beiden Kanten der Ostseite wie die Abbildung 4.69 zeigt. Mit den Abbildungen 8.17-8.19 im Anhang werden die Rissbilder in Abhängigkeit von der jeweiligen Belastungsstufe detaillierter beschrieben.



Abb. 4.69: Rissbild an der Ost-Süd-Innenseite (links), Rissbild an der Nord-Außenseite (rechts)

Die Auswertung des dynamischen Verhaltens wurde wieder anhand eines einfachen Modells aus 16 Dreiecksflächen und 12 Knoten in ARTeMIS vorgenommen. Als Input wurden die aufgezeichneten Beschleunigungsdaten von 10 Beschleunigungssensoren verwendet, wobei die beiden horizontalen Schriebe des Rütteltischs doppelt an den unteren Ecken angesetzt wurden. Wie zuvor sind auch hier Ungenauigkeiten bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen und Eigenformen durch die Rissbildungen zu berücksichtigen. Aufgrund der geringen Sensorenanzahl auf nur zwei Seiten, war dadurch die Visualisierung auf grobe Verformungsfiguren beschränkt. Die ersten beiden Eigenformen in X- und Y-Richtung sind typische Biegefiguren wie Abbildung 4.70 verdeutlicht. Die Eigenfrequenzen werden später in Abhängigkeit des Schädigungsgrads ausgewertet. Die höheren Frequenzen der schubverformten Eigenform in Abbildung 4.70 mit ungefähr 14,5 Hz sowie die gegenphasige Biegefigur mit ca. 18,6 Hz (X-Richtung) und 20 Hz (Y-Richtung) bleiben aufgrund der nur sehr geringen Änderungen unberücksichtigt.

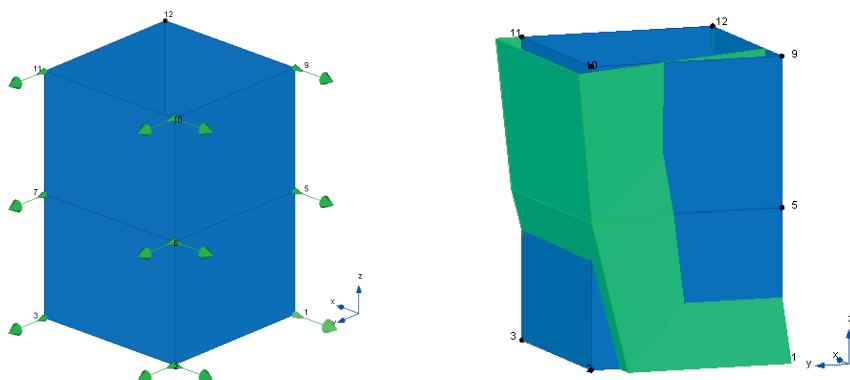


Abb. 4.70: Modell in ARTeMIS in unverformten Zustand, 1. Eigenform in Y-Richtung (grün: verformter Zustand, blau: unverformter Zustand) (links)

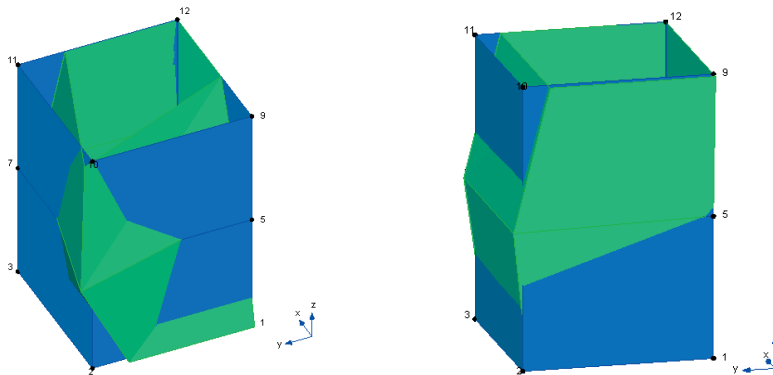


Abb. 4.71: Schubverzernte Eigenform (links), Biegefigur 2. Ordnung (rechts)

Die Reihe der Entwicklung der ersten beiden Eigenfrequenzen zeigt, dass das Biegeverhalten nur sehr gering beeinflusst wurde. Schon zu Beginn der Belastung wurde ein leichter Abfall der Eigenfrequenzen in X-Richtung und Y-Richtung beobachtet. Während anschließend sich in X-Richtung wenig Veränderung zeigte, wurde in Y-Richtung bei 0,3 g Belastungsstufe ein weiterer kleiner Abfall um ca. 0,5 Hz auf 9,55 Hz registriert. Dieser Abfall korrelierte mit der Entwicklung der Risse an den oberen Türecken. Insgesamt fand nur eine geringe Veränderung der ersten beiden Frequenzen statt, wie man anhand der Veränderungen über die Belastungsschritte sehen kann. Da für die letzte Belastungsstufe keine Daten in Y-Richtung aufgrund der gefährdeten und deshalb abgebauten Sensoren in dieser Richtung aufgenommen wurden, sind dazu keine Werte verfügbar.

Tabelle 4.19: Eigenfrequenzänderung je nach Belastungsstufe in [Hz]

Eigenform	0,05 g	0,075g	0,10 g	0,15g	0,2 g	0,3 g	0,4 g	0,45 g
X-Richtung	8,5	7,77	7,75	7,77	7,65	7,57	7,6	7,52
Y-Richtung	10,61	10,1	10,15	10,15	10	9,55	9,88	-

Mit zunehmender Deutlichkeit bildete sich eine neue Eigenform heraus, die als Gesamtkörperverschiebung des gesamten Gebäudes visuell beobachtet wurde. Da die Gleitreibungsbewegung über die gebrochene horizontale Fuge nichtlinear und unstetig in ihrem Ausmaß zunahm und keine geeigneten Sensoren zur Analyse vorhanden waren, konnte der neue Bereich der Eigenfrequenz nur auf einen Bereich von ca. 2,01 Hz bis 3,4 Hz gedeutet werden.

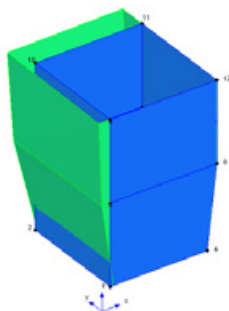


Abb. 4.72: Figur der Eigenform für Schubgleiten der unteren Lagerfuge

Aufgrund der Tatsache, dass durch die vertikale Beschleunigungskomponente eine schwankende und zeitweise stark reduzierte Schubspannung vorlag, wurde auch entsprechend durch Reduktion des inneren Mohr'schen Reibungsanteils die Schubfestigkeit des Mauerwerks reduziert. Dies begünstigte die Ausbildung des Versagensfalls der Gesamtkörpersverschiebung über die Gleitfuge. In folgendem Diagramm wurde die zeitabhängige Normalkraft, die auf die unterste Mörtelfuge wirkte, in die Schubspannung umgerechnet. Es zeigte sich, dass im Minimum eine rechnerische Schubspannung von $0,06 \text{ N/mm}^2$ wirkte. Dementsprechend müsste die Reduktion infolge der Vertikalkomponenten im Bemessungsansatz mitberücksichtigt werden.

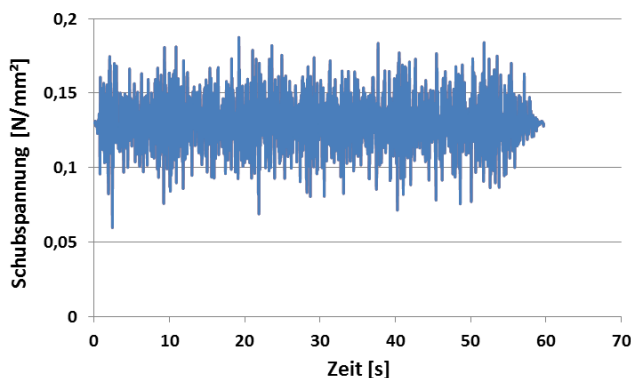


Abb. 4.73: Berechnete Schubspannung $[\text{N/mm}^2]$ der untersten Mörtelfuge während der maximalen 3-D Erdbebenbelastung über die Zeit

Aus den interpolierten maximalen Beschleunigungsfiguren über die Gebäudehöhe und in Abhängigkeit der Belastung zeigten sich einige Auffälligkeiten. Zum ersten konnte an den Sensoren 4-3, welche für das Verhalten der Südseite repräsentativ

waren, bis 0,3 g PGA ein lineares Verhalten über die Gebäudehöhe beobachtet werden. Nach der horizontalen Schubrisseentwicklung konnte ein Abfall der Belastung durch Schubgleiten im mittleren Gebäudebereich beobachtet werden. Bei weiterer Belastung kehrte sich dieser Effekt um und führte zu einer Belastungszunahme im mittleren Bereich. Obwohl keine Daten für die maximale Belastung an den Messpunkten 6 und 5 vorliegen, kann hier gesagt werden, dass es unabhängig vom Schädigungsgrad im mittleren Wandbereich immer zu geringeren Beschleunigungen als bei der PGA kam.

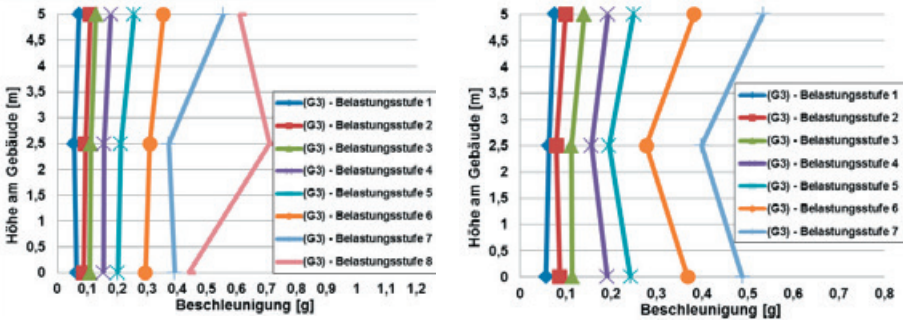


Abb. 4.74: Maximale Beschleunigungen über die Höhe interpoliert an Messpunkten 4-3 (links), an Messpunkten 6-5 (rechts)

Zur Veranschaulichung des Last-Verformungsverhaltens der beiden horizontalen Richtungen sind in folgender Abbildung die Hysteresekurven der Sensoren 3 und 5 aufgezeichnet. Es wird deutlich der starke Gleitreibungseffekt der horizontal gebrochenen Mörtelfuge in N-S-Richtung deutlich, indem wesentlich mehr hysterische Energiedissipation stattfindet.

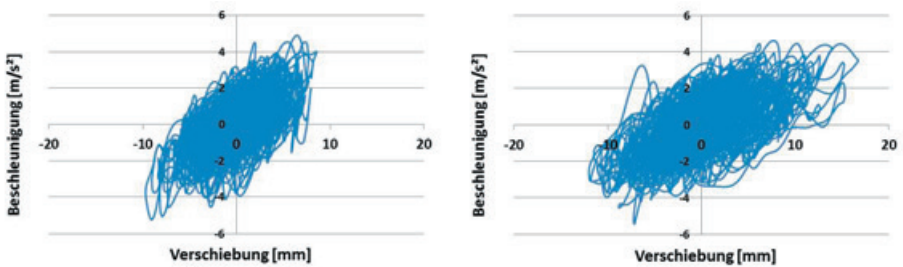


Abb.4.75: Hysteresekurve am Sensorpunkt 3 (links) und Sensorpunkt 5 (rechts) bei 0,4 g Belastung

(G4) - Verstärkung mit aufgeklebten Glasfaserstreifen –:

Das Gebäude (G4) wurde nach dem Aufbau zusätzlich mit uniaxialen 10 cm breiten Glasfaserstreifen *UNIE410* und einem lokal erhältlichen 2-K Epoxidharz, bestehend aus *Araldite LY556* und dem Härter *Araldite HY951*, verstärkt. Für einen optimalen Verbund wurden die vorgesehenen Flächen für die Verstärkung zuvor leicht angeschliffen, so dass die Steinoberfläche sauber war. Anschließend wurden der Klebstoff aufgetragen und die Streifen komplett mit Epoxidharz durchtränkt eingebettet. Die vertikalen Bahnen wurden durchgängig an den Seitenrändern und den Fenster sowie Türöffnungen beidseitig verlegt. Alle sechs einzelnen Wandscheiben des unteren Stockwerks wurden mit sich kreuzenden Streifen und einfassenden Umrandungen ausgestattet. Im oberen Stockwerk wurde aufgrund der ausgebliebenen Schäden des Referenzgebäudes (G3) nur die steife Ostwand ohne Öffnung in diesem Muster verstärkt. Die folgende Abbildung zeigt zur Übersicht alle Seiten mit den Verstärkungsanordnungen.



Abb. 4.76: Geometrie der Streifenverstärkung auf der Nord- und Ostseite von Gebäude (G4) (links), und der Süd- und Westseite (rechts)

Auch bei diesem Gebäude wurden die maximalen Grundbeschleunigungen der sechs verschiedenen Belastungsstufen auf die West-Ost-Richtung kalibriert. Wie zuvor sind auch hier für die anderen Richtungen stärkere Abweichungen ab 0,2 g zu verzeichnen. Jedoch sind diese mit dem Gebäudeversuch (G3) fast identisch, wodurch eine direkte Vergleichbarkeit gegeben ist.

Tabelle 4.20: Belastung auf Gebäude (G4)

Belastungsstufe – Kalibrierung	PGA in W-O- Richtung [g]	PGA in N-S- Richtung [g]	PGA vertikal [g]
1 – 0,10g	0,115	0,112	0,084
2 – 0,20 g	0,205	0,243	0,201
3 – 0,30 g	0,298	0,364	0,343
4 – 0,40 g	0,390	0,487	0,485
5 – 0,50 g	0,487	0,604	0,618
6 – 0,55 g	0,531	0,712	0,676

Nach 0,1 g Belastung wurde keine Schädigung beobachtet. Erst die zweite Stufe mit 0,2 g PGA brachte auf der Innenseite des Gebäudes horizontale Schubrisse in der untersten Lagerfuge und einen schrägen Riss im dickeren Mauerwerkssockel zum Vorschein. Die Risse entwickelten sich ähnlich wie im unverstärkten Fall. Ab 0,3 g traten verstärkt Schubrisse und wieder ein vertikaler Riss in der Süd-Ost-Ecke auf, der sich mit der nächsten Belastungsstufe verlängerte. Belastungsstufe 4 führte zu durchgehenden horizontalen Schubrisse oberhalb der unteren Streifenbanderole. Nach 0,5 g wurde Delamination zwischen Klebstoff und Stein in der unteren Ost-Nord-Ecke beobachtet. Gleichzeitig konnten an dieser Stelle in den unteren drei Mörtelfugen (siehe Abbildung 4.77, links) horizontale Risse entlang der Streifenlage auf der Wandinnenseite verzeichnet werden. Auf der Außenseite verliefen die Risse schräg zur Ecke hin und durch den Mörtelsockel. Der Autor vermutet, dass durch diese Verstärkungsmethode eine starke Lastkonzentration an allen Gebäudeecken verursacht wurde, welche sich dort in Delamination der Verstärkung und Steinversagen zeigte. Aufgrund der zu starken Beschädigung des Mauerwerksockels und zunehmender Delamination der Glasfaserstreifen musste der Versuch für das leicht abhebende und kippende Gebäude (G4) nach einer maximalen Grundbeschleunigung von genau 0,531 g (in W-O-Richtung) beendet werden. Der dickere Mauerwerksockel war teilweise gespalten und komplett vom Betonfundament gelöst.

Damit konnte die Streifenverstärkung eine Laststeigerung zum unverstärkten Gebäude (G3) und bezogen auf die PGA in W-O-Richtung von 21,5 % erreichen.



Abb. 4.77: Rissbild an der Nord-Ost-Ecke des Gebäude (G4) (links), Spaltrisse im Sockel an der Nord-Ost-Ecke (rechts)

Tabelle 4.21: Eigenfrequenzänderung je nach Belastungsstufe in [Hz]

Modalform	0,1 g	0,2 g	0,3 g	0,4 g	0,5 g	0,55 g
X-Richtung	7,85	7,65	-	7,65	7,52	7,38
Y-Richtung	10,52	10,56	-	10,46	10,6	10,57

Zu erwähnen ist noch die sehr geringe Änderung des dynamischen Verhaltens, obwohl starke Schädigungen beobachtet wurden. In Y-Richtung wurde praktisch keine Veränderung beobachtet.

Aus den interpolierten maximalen Beschleunigungsfiguren über die Gebäudehöhe und in Abhängigkeit der Belastung zeigte sich an den Messpunkten 6 und 5, die für das In-plane-Verhalten der Westseite repräsentativ waren, nach der Belastungsstufe vier, dass die Beschleunigungen auf Höhe der ersten Decke überproportional zunahmen. Diese Werte sind etwas problematisch zu sehen, denn unterhalb der Decke hatten sich anschließend horizontale Risse und Abplatzungen gezeigt.

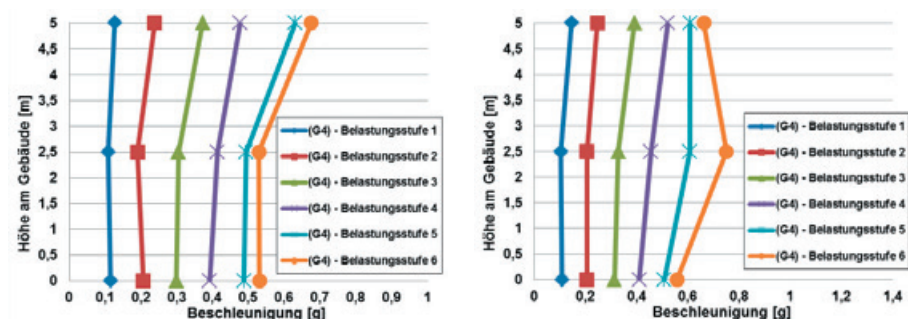


Abb. 4.78: Maximale Beschleunigungen über die Höhe interpoliert an Messpunkten 4 und 3 (links), an Messpunkten 6 und 5 (rechts)

(G5) - vollflächige Verstärkung mit eq-grid –:

Das fünfte Gebäude (G5) wurde vollflächig mit dem multiaxialen und hybriden Flächengebilde *T8300* zusammen mit dem von der Firma Sika weiterentwickelten 2-K Mörtel *Sika MonoTop®-722 Mur* verstärkt. Die Bahnen waren wie im Fall von Gebäude (G2) in vertikaler Richtung mit 10 cm Überlappung auf der Außenseite angebracht. Auf die horizontal verlaufende Banderole über den Öffnungen und lokale Innenapplikation, zur Verhinderung von out-of-plane induzierten Rissen, wurde in diesem Fall als Worst-Case-Szenario verzichtet. Aufgrund der ebenen Oberfläche konnten die Mörtelschichten gleichmäßig dick aufgetragen und die Fasern ohne Umlenkung, wie es bei Gebäude (G2) der Fall war, eingebettet werden. Sieben Belastungen wurden auf dieses Gebäude aufgebracht, welche zu einer maximalen Bodenbeschleunigung in W-O-Richtung von 0,671 g führten.

Tabelle 22: Belastung auf Gebäude (G5)

Belastungsstufe – Kalibrierung	PGA in W-O-Richtung [g]	PGA in N-S- Richtung [g]	PGA vertikal [g]
1 – 0,10 g	0,126	0,123	0,083
2 – 0,20 g	0,196	0,253	0,201
3 – 0,30 g	0,286	0,373	0,348
4 – 0,40 g	0,375	0,498	0,484
5 – 0,50 g	0,462	0,613	0,622
6 – 0,60 g	0,560	0,730	0,751
7 – 0,70 g	0,671	0,865	0,866



Abb. 4.79: Feine Einzelrisse auf der Außenseite der Süd-West-Ecke (links), vertikal endender Einzelriss auf der Innenseite der Süd-West-Ecke (rechts)

Erste feine diagonal verlaufende Risse waren nach einer Belastung von 0,2 g in der unteren rechten Ecke der Nordseite am dickeren Mauerwerkssockel zu sehen. An

derselben Gebäudeseite entwickelten sich bei 0,3 g PGA vertikale Risse links über der Tür und ein horizontaler Riss am Übergangsbereich vom Mauerwerk zum Sockel. Nach 0,4 g PGA Belastung entstanden weitere zusätzliche Risse über und links neben der Tür. Die bereits zuvor entstandenen Risse verbreiterten und verlängerten sich. Auf der Innenseite war auch ein horizontaler Riss auf der Westseite zwischen der ersten und zweiten Steinreihe sichtbar. Die weitere Belastung führte zu einem Betonausbruchschaden an einer Verschraubung der Bodenplatte am Randbereich. Erste durchgehende Schubrisse zwischen dem dickeren Mauersockel und dem dünneren Mauerwerk entstanden in der Phase von 0,6 g PGA, so dass das Gebäude leicht ins Gleiten geriet. Dieser Effekt wurde bei der letzten Belastung so stark verstärkt, dass die Belastungsversuche zur Sicherheit an diesem Gebäude abgebrochen wurden. Ein ähnliches schräg bis vertikal verlaufendes Rissbild an der linken Ecke der Südseite, wie es auch bei den Gebäuden (G3) und (G4) an der Ostseite beobachtet wurde, zeigte auf der Innenseite und Außenseite unterschiedliches Verhalten. Während auf der Innenseite ein einzelner großer horizontal und vertikal verlaufender Risse entstand, verliefen mehrere feine schrägorientierte Risse auf der Außenseite. Auf der entgegengesetzten Nordseite klappte an der rechten oberen Türecke ein neuer weit verzweigter Riss auf. Insgesamt wurden an diesem Gebäude auf der Außenseite mehr diagonal verlaufende Risse festgestellt, die auf der Innenseite meist in Richtung des Mörtelverbands verliefen. Wegen der ungünstigen Anbindung der Fasern an der Kante zum Mauerwerkssockel entstanden die maßgebenden Schubrisse auf der Außenseite ausschließlich an dieser Stelle. Für eine Anbindung des Textils an Innenecken ohne zusätzliche Maßnahmen wird daher in Zukunft abgeraten. Insgesamt wurden keine Risse der Fasern beobachtet. Stattdessen fand ein Lösen des Verbunds um die Fasern statt, welcher zur Rissentwicklung ohne die Ausnutzung der gesamten Zugfestigkeit der Fasern geführt hatte. Zur besseren Veranschaulichung der Rissentwicklungen über die Gebäudefläche wird auf den Anhang verwiesen.

Vergleicht man die Beschleunigungen, die über die Gebäudehöhe gemessen wurden mit den anderen Versuchen, dann zeigen sich hier deutlich höhere Belastungen. Im Maximum wurde an der oberen Decke 1,16 g gemessen. Demgegenüber wurde bei Gebäude (G3) 0,708 g und bei Gebäude (G4) 0,766 g gemessen. Abbildung 4.80, links zeigt die Entwicklung der Überhöhungen am ersten und zweiten Geschoss an. Die maximale Überhöhung von 58% trat vor der Entstehung der gravierendsten Risse bei 0,6 g auf und wurde durch die Rissbildung abgebaut. Anzu merken ist allerdings, dass die geringeren Überhöhungen im 1. Stockwerk weiter zunahmten. Die Beschleunigungsreduktion im 2. OG ging mit größeren Verschiebungen einher, die anhand der Hysteresen in Abbildung 4.81 deutlich werden. Verschiebungsdaten der letzten Stufe liegen nicht vor.

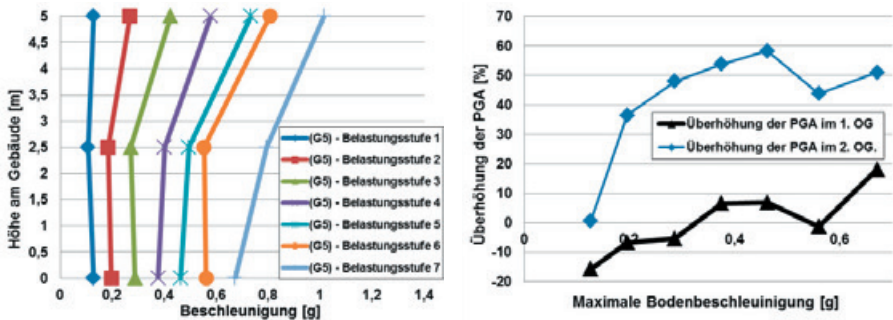


Abb. 4.80: Maximale Beschleunigungen über die Höhe interpoliert an Messpunkten 4 und 3 (links), Entwicklung der prozentualen Beschleunigungsüberhöhung (rechts)

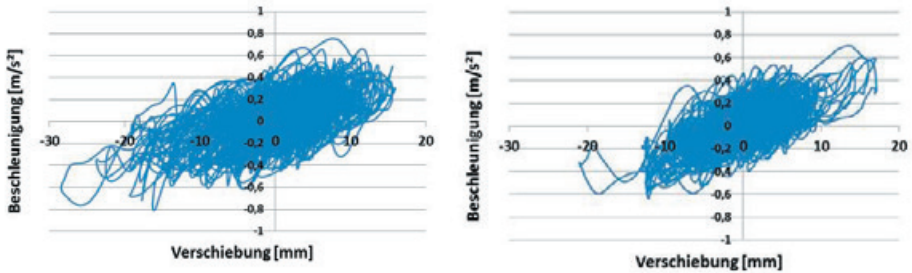


Abb.4.81: Hysteresekurve am Sensorpunkt 3 (links) und Sensorpunkt 5 (rechts) bei 0,6 g Belastung

Die Modalanalyse brachte für dieses Gebäude für die Biegeeigenformen keine erwähnenswerten Ergebnisse, da keine verändernde Entwicklung der Eigenfrequenzen erkennbar war. Dagegen konnte wieder eine neue zusätzliche Eigenfrequenz nach 0,6 g PGA Belastung in Form von einer steifen und synchronen Verschiebung des oberen Gebäudeteils und unabhängig von der Bodenverschiebung in den berechneten Daten interpretiert werden. Es wurde mit ARTEMIS eine Eigenfrequenz des Gleitvorgangs von 2,01 Hz für 0,6 g PGA berechnet und für die maximale Belastung von 0,7 g PGA eine Frequenz von 2,32 Hz, wobei die Berechnung unstable („unstable“) Ergebnisse lieferte. Es wird deutlich, dass alleine mit den vorliegenden Werten eine Bewertung des Gebäudes sehr problematisch gewesen wäre.

Tabelle 4.23: Eigenfrequenzänderung je nach Belastungsstufe in [Hz]

Modalform	0,1 g	0,2 g	0,3 g	0,4 g	0,5 g	0,6 g	0,7 g
X-Richtung	7,76	7,8	7,82	7,78	7,83	7,78	7,67
Y-Richtung	10,77	10,78	10,57	10,5	10,57	10,45	10,87

4.2.4 Zusammenfassung

Fünf dynamisch durchgeführte Gebäudeversuche haben an verschiedenem Mauerwerk aus Naturstein und weichem Vollziegelstein gezeigt, dass die in Wandversuchen erzielten Ergebnisse durchaus auf größere und komplexere Strukturen übertragen werden können. Bei den dynamischen Untersuchungen traten mehrere unterschiedliche Beobachtungen der Versagensmechanismen auf, die im Allgemeinen nur an dreidimensionalen Gebäuden gemacht werden können.

Im Fall der ersten beiden uniaxial belasteten Gebäude (G1) und (G2) zeigten sich im Vergleich zu den triaxial belasteten Gebäuden (G3) bis (G5) andere Versagensmechanismen. Dies wurde auch zusätzlich durch die unterschiedlichen Materialparameter, Konstruktionsart, Wandoberflächenqualität, Geometrie und Gewicht stark beeinflusst. So waren die ersten beiden Gebäude durch das Versagen an den Öffnungen der weicheren Frontseite durch Biege- und Schubversagen der Riegel geprägt, aber dagegen die letzten drei Ziegelgebäude durch horizontales Schubgleiten der unteren Lagerfugen aufgrund der geringeren Normalspannungen, welche durch die vertikale Beschleunigungskomponente zusätzlich reduziert wurden.

Bei Gebäude (G2) wurden zwischen den Öffnungen 100% erhöhte Faserbewehrungsgehalte vorgenommen und trotzdem waren die lokalen Belastungen der Glasfasern so groß, dass ein Versagen der Fasern in horizontaler Richtung beobachtet wurde. Demgegenüber waren an Gebäude (G5) mit demselben verstärkenden Textil nur feine Risse in der Matrix sowie Delamination zwischen Faser und Mörtel zu erkennen. Ausschließlich Delamination zwischen Steinoberfläche und Klebstoff wurde in dem mit Streifen verstärkten Gebäude (G4) festgestellt.

Während bei der Verwendung von hochfestem Naturstein kein Druckversagen beobachtet wurde, konnte dies bei der Verwendung von Ziegelsteinen niedriger Festigkeit speziell an den Gebäudeecken beobachtet werden. Ein weiterer Unterschied stellte die Oberflächenbeschaffenheit dar, die bei den natürlich gebrochenen Steinen sehr uneben war und dadurch zu Umlenkungen der Fasern führte. An einer Stelle führten die dadurch induzierten Ablösekräfte wahrscheinlich zur Delamination zwischen Fasern und unterer Mörtelschicht.

Ein weiterer maßgebender Effekt wurde durch die unterschiedlich steifen Decken beobachtet. Im Fall der Holzdecke bei Gebäude (G1) und (G2) wurden nicht alle Wandscheiben miteinander gekoppelt, so dass auch gegenphasige Schwingungen

der Wände (Nordseite und Südfront) nach Rissentwicklungen zustande kamen. Messwerte deuteten auf Tilgereffekte hin, die zu reduzierten Beschleunigungen der Gegenseite geführt haben könnten. Im unverstärkten Fall war jedoch die unzureichende Rückverankerung der Holzdecke für die Biegegewände maßgebend und Grund für das Out-of-plane-Versagen. Durch die Verstärkung wurde dieses Problem verhindert.

Die Verstärkungseffekte waren auf Basis der maximalen Grundbeschleunigungen im Vergleich zum unverstärkten Referenzgebäude (G1) beim reparierten Gebäude (G2) mit 35 %, bei Gebäude (G4) auf 21,5 % und Gebäude (G5) auf 53,5 % zu beziffern. Der Vergleich der unterschiedlichen Verstärkungslösungen der letzten beiden Gebäude zeigt, dass die vollflächige Verstärkung mit dem hybriden multi-axialen Flächengebilde eine mehr als doppelte Verstärkungswirkung im Vergleich zur Streifenlösung mit Epoxidharzklebung bewirkte.

4.3 Statische Untersuchungen an out-of-plane belasteten Wandausschnitten

Das Out-of-plane-Versagen von Gebäudeteilen wird oft schon nach leichten Erdbeben speziell an Fassaden oder nichttragenden Wänden im Innenbereich festgestellt. Herunterfallende Steine oder Absturz ganzer Wandsegmente führen dann zu erheblichen Sach- und Personenschäden. Folgemechanismen von kollabierten und somit fehlenden Wänden sind auch der Grund für sogenannte „Pancake-Effekte“, wenn aufgrund der zu geringen vertikalen Stützwirkung ein Stockwerk nach dem anderen zusammenfällt [12], [166].

Nachfolgende statische Experimente an unverstärkten und verstärkten Kleinkörpern, sollen ein breites Spektrum an Randparametern wie Steinart, Belastungsrichtung, Verstärkungsart, Vorlast und Belastungsgeschwindigkeit untersuchen. Da es grundlegend unterschiedliche Tragmechanismen rechtwinklig und parallel zur Lagerfuge gibt, wurden beide Richtungen getrennt untersucht. Zwei dynamisch durchgeführte Experimente auf dem Rütteltisch sollen die Ergebnisse im Licht von realistischen Größen- und Belastungsbedingungen verifizieren.

4.3.1 Drei-Punkt-Biegebelastung parallel zur Lagerfuge an 6-Stein-Körpern

Für den Versuchsaufbau der Drei-Punkt-Biegebelastung parallel zur Lagerfuge wurde ein Wandausschnitt bestehend aus fünf ganzen plus einem halbierten Stein gewählt und im halben Verband vermauert. Der aus drei Steinreihen und 2 horizon-

talen Mörtelfugen bestehende Versuchskörper musste so konzipiert werden, dass er ohne zusätzlichen Aufwand in der bestehenden Prüfmaschine *MTS 1000* belastet werden konnte. Dadurch resultierte der Vorteil, dass man sehr viele einfach herzustellende Versuchskörper innerhalb kurzer Zeit prüfen und alle grundsätzlichen Einflüsse der Materialparameter analysieren konnte.

Zwei getrennt verdrehbare und gegen Gewindestangen (M12) verspannte Lukas-Kolben dienten als konstant bleibende Normalkraft auf die Mörtelfugen. Damit wurde gewährleistet, dass eventuelle reibungsabhängige Torsionseffekte in der Mörtelfuge unter vorgegebener Normalspannung definiert waren. Sowohl die vier horizontal angreifenden Stahlhohlprofile als auch das vertikale Stahlvollprofil, welches die Last an die Steine übertrug, wurden mit weichen Filzmatten gebettet, um Spannungsspitzen zu vermeiden. Über zwei 50 cm breite Rollenlager wurde der Versuchskörper in horizontaler Position liegend von oben mit dem Kolben der Prüfmaschine über ein Stahlvollprofil linienartig und auf weicher Unterlage liegend belastet. Es wurden sowohl der Widerstand als auch die Verschiebung des wegeregulierten Hydraulikkolbens gemessen. Da die Belastung statisch nicht-zyklisch erfolgte, wurden die Verstärkungen nur auf der nach unten gerichteten Seite aufgebracht.

Als Versuchsparameter der 30 Versuchskörper wurden berücksichtigt:

- Verstärkungssysteme eq-grid und eq-top
- 3 Steinarten mit unterschiedlichem Lochbild
- 4 verschiedene Auflasten: 0; 0,2; 0,4 und 0,8 N/mm²
- 3 verschiedene Belastungsgeschwindigkeiten: 0,01; 1 und 5 mm/Sekunde
- 3 unterschiedliche Klebstoffe: *Curvalin D 3627 HV*; *BMS 1*; *BMS 4*;
- 2 verschiedene Mörtel: *Sikagard® 720 EpoCem* und *Röfix weich*
- 2 Textilien: Eq-fiber und *T8300*

Im Folgenden werden die Versuchsparameter und -ergebnisse tabellarisch zusammengefasst und ausgewählte Vergleiche der Versuchsparameter getrennt nach den drei verwendeten Steinarten aufgestellt.

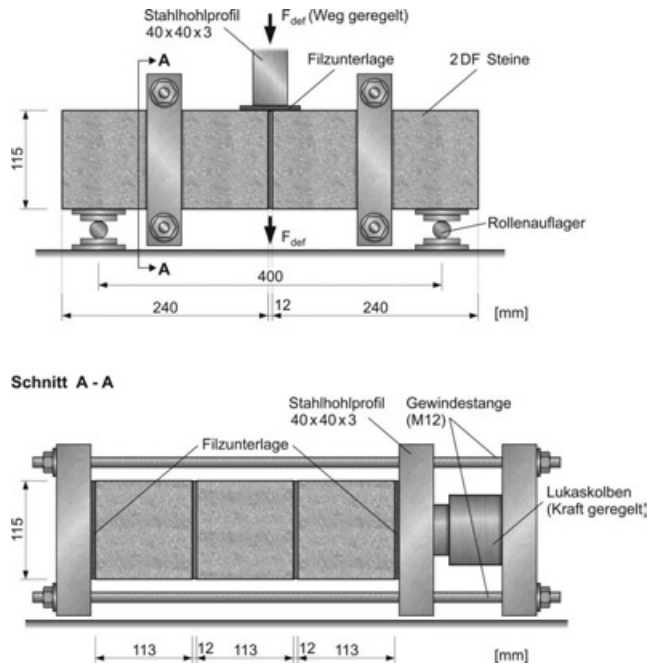


Abb. 4.82: Versuchsaufbau des Drei-Punkt-Biegeversuchs parallel zur Lagerfuge

Ergebnisse für Kalksandvollsteine mit Mittelgriffloch

Erste Versuche, die speziell das Torsionsverhalten bei Out-of-plane-Belastung nachstellen sollten, wurden an 3-DF (240 x 175 x 113 mm) Kalksandvollsteinen mit Griffloch durchgeführt. Diese auch in den 3-Stein-Schubversuchen in Kapitel 4.1.2 gewählten Steine hatten eine beidseitig glatte Oberfläche, so dass auch hier keine Verzahnung der Mörtelfuge mit dem Stein stattfinden konnte. Dadurch wurde gezielt das Biegeverhalten von Materialien mit geringem Schub- bzw. Torsionwiderstand untersucht. Fünf verschiedene Proben wurden getestet, wobei die Proben ohne Putz und ohne Verstärkung zweifach getestet wurden, um die Streuung der Materialparameter einschätzen zu können. Folgende Tabelle zeigt die Zusammenstellung der Versuchsparameter:

Tabelle 4.24: Material- und Belastungsparameter der einzelnen Versuchskörper

Nr.	Stein	Putz/ Mörtel	Klebstoff	Textil	Belastungsgeschwindigkeit	Vorlast [N/mm ²]
O1 (Ref. 1)	KS-3DF	-	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O2	KS-3DF	Knauf GB Fertigputzgips	-	-	0,01 mm/Sek	0,2

4 Experimentelle Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk

O3	KS-3DF	-	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O4	KS-3DF	Sikagard 720-EpoCem	-	T8300	0,01 mm/Sek	0,2
O5	KS-3DF	Knauf GB-Fertigputzgips	Curvalin D 3627	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0,2

Die ersten drei Proben O1, O2 und O3 zeigten eine Streuung der maximalen Biegebelast F_{\max} von 22,7%. Der Einfluss der zusätzlichen 10 mm dicken Knauf Goldband Fertigputzgipsschicht in Probe O2 schien vernachlässigbar zu sein. Als Versagen der unverputzten Proben wurde eine Kombination aus Schub- und Torsion der Lagerfuge beobachtet. Der mittlere Stein hebelte sich dabei über die Steinkante aus dem Verband heraus (siehe Abbildung 4.83 rechts). Dadurch entstand eine Kombination aus Lagerfugen-Schubversagen und -Torsionsversagen. Anhand der ähnlichen Lastübertragung wie beim Schubversagen in Kapitel 4.1.2 erscheint die spätere Substituierung der Torsionsfestigkeit mit der Schubfestigkeit bei der Bemessung als gerechtfertigt.

Die Verstärkung eq-grid mit dem Mörtel *Sikagard® 720EpoCem* und dem Textil T8300 zeigte über die Durchbiegung ein deutlich höheres Lastniveau mit 33,82 kN im Maximum. Das Versagensbild war eine ovale Prozesszone über der Rissöffnung, wo sich die Fasern aus der Matrix lösten und zum Teil versagten. Dagegen verhielt sich die Verstärkung eq-top mit dem Klebstoff *Curvalin D 3627 HV* bei einem Verstärkungsgrad von 20,7% im Vergleich zum Referenzkörper 1 wesentlich spröder. Hier versagte der Verbund des Klebstoffs zur Putzoberfläche, so dass das Gewebe auf einer Seite abgelöst wurde. Eine Übersicht der Ergebnisse findet sich in Abbildung 4.85 und Tabelle 4.25.



Abb. 4.83: Stufenförmiger Riss der Probe (O1) (links); Torsion und Verschiebung in den Fugen am Mittelstein, Probe (O1) (rechts)

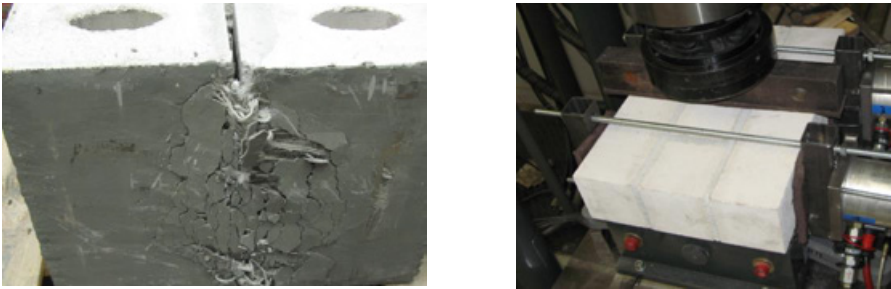


Abb. 4.84: Ovale Versagenszone der Verstärkung bei Probe (O4), (rechts); Aufsicht des Versuchsaufbaus (rechts)

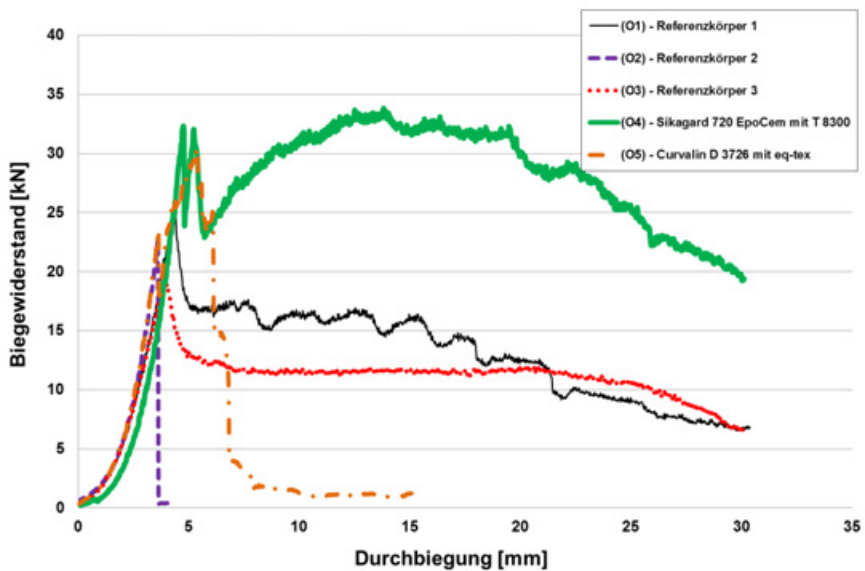


Abb. 4.85: Vergleich der Versuchsergebnisse anhand der Last-Verschiebungskurven

Tabelle 4.25: Versuchsergebnisse und Versagensmechanismen der Probekörper

Nr.	F_{\max} [kN]	Δ Referenz 1	Durchbiegung bei F_{\max} [mm]	Versagensart
O1	25,19	-	4,38	Schub- und Torsionsversagen
O2	22,72	-9,8 %	3,59	Putzversagen, Zugversagen Stein
O3	19,35	-22,72 %	3,89	Schub- und Torsionsversagen
O4	33,82	34,2 %	13,8	Faserversagen, Matrixversagen
O5	30,42	20,7 %	5,31	Delamination Klebstoff-Putz

Ergebnisse für gelochte Kalksandsteine

Im Unterschied zu den zuvor durchgeführten Experimenten, wird an dieser Stelle über Versuche an schlankeren Proben mit 2 DF (240 x 115 x 113 mm) Kalksandsteinen mit Rundlöchern (siehe Abbildung 4.87) berichtet. Dadurch wird die Schlankheit b/t von 400 mm : 175 mm = 2,3 : 1 auf b/t von 400 mm x 115 mm = 3,5 : 1 erhöht. Zusätzlich bewirken die Rundlöcher durch die Verzahnung des Mörtels einen verbesserten Verbund der Steine, so dass hauptsächlich Steinversagen entstand. Dies ist im Hinblick auf die Bewertung der Verstärkung nach der Rissentwicklung besonders wichtig, um einen eindeutigen Einfluss der Verstärkungsmaterialien ohne Reibungs- bzw. Torsionsanteil der Mörtelfuge bewertbar zu machen. Eine Übersicht der Versuchsparameter, Ergebnisse und Versagensarten der 13 Testkörper wird wieder vorab zusammengefasst in den beiden folgenden Tabellen 4.26 und 4.27 dargestellt. Separat werden dazu die einzelnen Versuchsparameter diskutiert.

Tabelle 4.26: Material- und Belastungsparameter der einzelnen Versuchskörper

Nr.	Stein	Putz/ Mörtel	Klebstoff	Textil	Geschwindigkeit	Vorlast [N/mm ²]
O6 (Ref.2)	KS-2DF	-	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O7	KS-2DF	-	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O8	KS-2DF	Fugenmörtel schlecht	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O9	KS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O10	KS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	-	-	1 mm/Sek	0,2
O11	KS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	-	-	5 mm/Sek	0,2
O12	KS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 4	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0,2
O13	KS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 4	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0
O14	KS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 4	Eq-fiber	1 mm/Sek	0,2
O15	KS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 4	Eq-fiber	5 mm/Sek	0,2
O16	KS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 1	Eq-fiber	0,01-0,1 mm/Sek	0,2
O17	KS-2DF	Schlechter Fugenmörtel	BMS 4	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0,2
O18	KS-2DF	Röfix weich	-	T8300	0,01 mm/Sek	0,2

Tabelle 4.27: Versuchsergebnisse und Versagensmechanismen der Probekörper

Nr.	F_{\max} [kN]	Δ Referenz 2	Durchbiegung bei F_{\max} [mm]	Versagensart
O6	6,78	-	2,71	Steinversagen (mittlerer Stein)
O7	7,94	17,1 %	2,94	Steinversagen (mittlerer Stein)
O8	6,9	17,7 %	2,52	Steinversagen (mittlerer Stein)
O9	7,88	16,2 %	3,42	Steinversagen (mittlerer Stein)
O10	9,11	34,3 %	3,62	Steinversagen (mittlerer Stein)
O11	9,15	34,9 %	3,77	Steinversagen (mittlerer Stein)
O12	35,02	416 %	9,72	Faserversagen
O13	36,72	441 %	8,33	Stein auf Schub, 10 % Faserversagen
O14	38,10	461 %	8,67	Faserversagen
O15	33,05	387 %	6,27	Faserversagen
O16	17,13	152 %	13,14	Delamination Klebstoff-Putz
O17	27,58	306 %	5,60	Torsion Fuge, Schubv. Stein
O18	9,20	35,7 %	5,71	Herausziehen der Faser aus der Matrix

Verschiedene Verstärkungssysteme

Deutliche Unterschiede zeigen sich beim Vergleich der Verstärkungssysteme „eq-top“ und „eq-grid“, wenn für letzteres System ein weicher Kalk-Zement-Mörtel (Röfix weich) in Kombination mit dem unbeschichteten Flächengebilde (T8300) verwendet wird. Während der mit dem vollflächigen Gewebe *eq-fiber* verstärkte Versuchskörper (O12) im Vergleich zum Referenzkörper 2 eine Verstärkungswirkung von 416 % erreichte, konnte nur eine Tragfähigkeitssteigerung von 36 % bei Verwendung des weichen Mörtelsystems erreicht werden. Der Grund für den großen Unterschied ist im Versagensbild zu finden. Eine optimale Ausnutzung der Glasfasern wird durch deren Versagen beim Versuchskörper (O12) angezeigt. Im Gegensatz dazu wurde bei der Probe (O18) kein Versagen der Fasern festgestellt. Hier löste sich das unbeschädigte Flächengebilde Schritt für Schritt unter vielen feinen Rissen aus der Mörtelmatrix heraus (siehe Abbildung 4.87 links). Das Herauslösen ereignete sich in Stufen. Während der erste Riss an der Stelle des größten Biegemoments entstand, bildeten sich anschließend weitere parallel verlaufende Risse. Dadurch konnten die Fasern nur zu einem geringen Grad ausgenutzt werden. Abbildung 4.86 zeigt die Versuchsergebnisse über die Durchbiegungen auf. Man erkennt deutliche Zuwächse bei der Belastbarkeit und vielmehr noch bei der Verformbarkeit der verstärkten Versuchskörper.

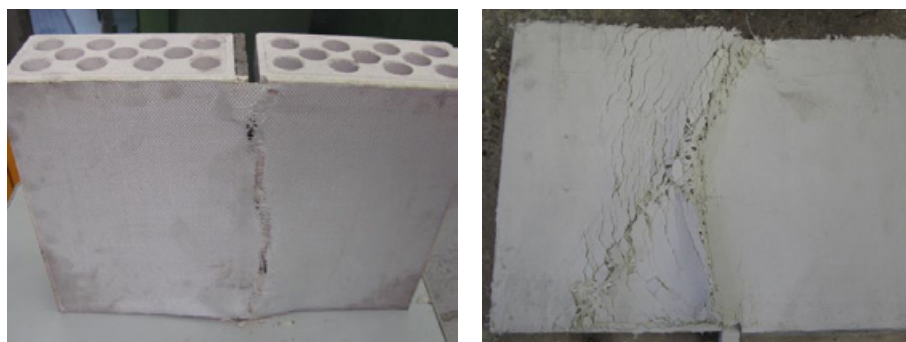


Abb. 4.86: Faserversagen der Probe (O12) (links), Herauslösen der Fasern aus dem weichen Kalk-Zement-Mörtel bei Probe (O18) (rechts)

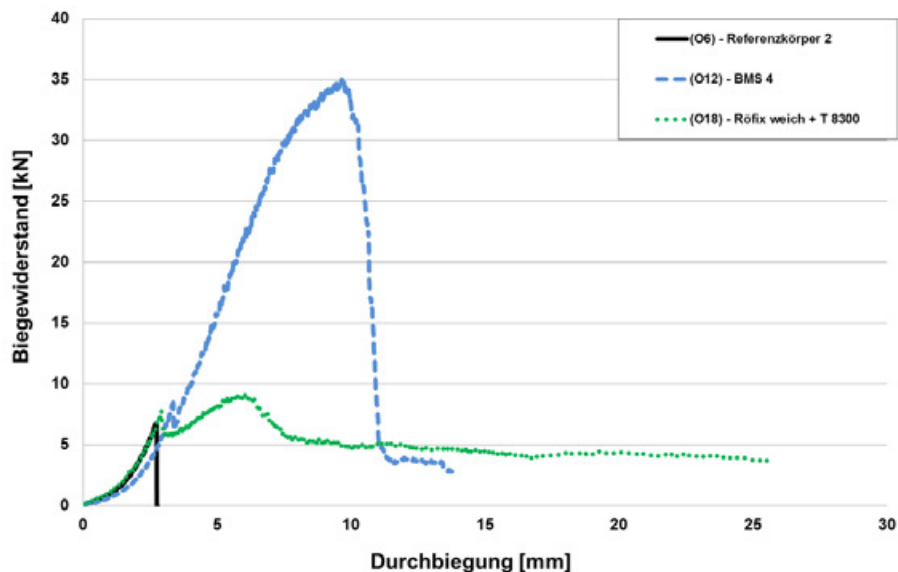


Abb. 4.87: Vergleich unterschiedlicher Verstärkungssysteme mit dem unverstärkten Referenzkörper 2

Belastungsgeschwindigkeit

Vorangegangene Belastungstests an dem Klebstoff *BMS 4* alleine zeigten in Kapitel 3.4.3 deutliche Abhängigkeiten von der Belastungsgeschwindigkeit. Daher wurden zwischen den unverstärkten Versuchskörpern (O9), (O10) und (O11) sowie

den unter Verwendung des Klebstoffs *BMS 4* verstärkten Proben (O12), (O14) und (O15) Vergleiche gezogen.

Dabei wurde festgestellt, dass die beklebten Biegekörper zwar Schwankungen von 13,6 % aufwiesen, aber keine klare Korrelation zu den Belastungsgeschwindigkeiten von 0,01, 1 und 5 mm/Sekunde erkennbar war. Auch die Proben, die nur einen Grundputz erhielten, zeigten keine starke Korrelation, aber der Biege­widerstand nahm mit steigender Belastungsgeschwindigkeit tendenziell leicht zu. Aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen wird hier empfohlen, diesen Effekt durch eine größere Probenanzahl bei zukünftigen Untersuchungen zu bestätigen. Dies erscheint für die Verstärkung bei Erdbeben unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten als sinnvoll.

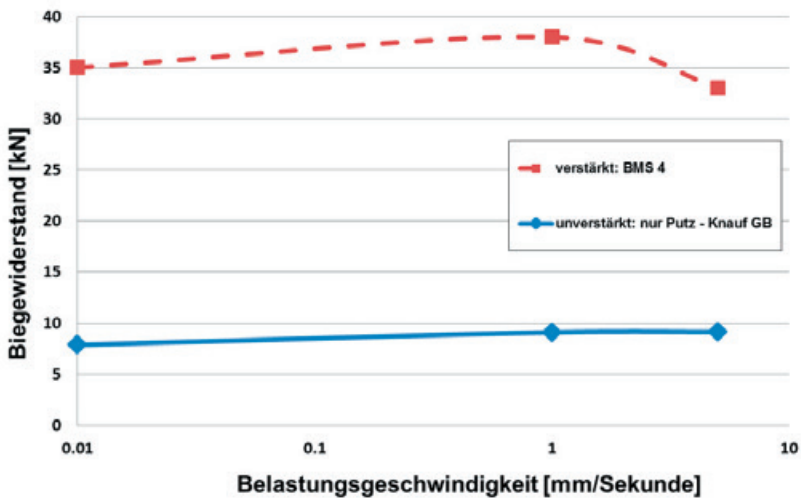


Abb. 4.88: Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit auf den Biege­widerstand in logarithmischer Skalierung

Klebstoff

Der Tastversuch mit dem Klebstoff *Curvalin D 3627* in Probe (O5) hatte gezeigt, dass der Klebstoff ein zu geringes Verformungsvermögen aufwies. Daher wurden zwei weiterentwickelte Klebstoffversionen *BMS 4* und *BMS 1* getestet. Beim Vergleich der beiden Klebstoffe stellten sich deutlich unterschiedliche Last-Verformungskurven heraus. Erstgenannter Klebstoff nutzte das Gewebe bis zum Zerreißen vollständig aus. Der Klebstoff *BMS 1* zeigte dagegen eine geringe Ver-

bundwirkung zum Grundputz auf, so dass sich dies in stufenweiser Delamination zwischen Gewebe und Versuchskörper vor dem Erreichen der Traglast der Fasern äußerte. Die schlagartigen Delaminationen äußerten sich in den Versuchsergebnissen in einem diskontinuierlichen Verhalten mit mehreren Lastabfällen. Es wurden Unterschiede von bis zu 100 % beobachtet. Dies verdeutlicht den entscheidenden Einfluss vom Klebstoff auf das globale Out-of-plane-Verhalten.

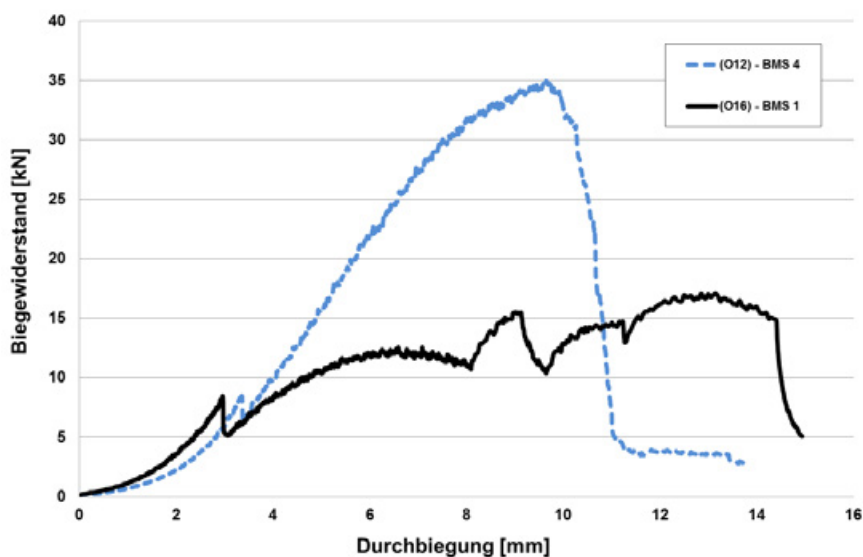


Abb. 4.89: Abhängigkeit der Klebstoffe auf den Biegegewiderstand

Auflast

An einem Versuchskörper (O13) wurde die Vorspannung auf die horizontalen Mörtelfugen von sonst $0,2 \text{ N/mm}^2$ auf 0 N/mm^2 reduziert. Es wurde ein etwas anderer Versagensmechanismus festgestellt. Statt reinem Faserversagen rissen davon nur ca. 10% und der endgültige Kollaps trat durch Schubversagen des Steines auf. Einen erwarteten Lastabfall konnte man nicht beobachten. Stattdessen einen leichten Zuwachs.

Mörtelqualität

Probe (O17) wurde mit einem mageren Mörtel gemauert. Als Folge zeigten sich beim Versagen zuerst eine Torsion in der Lagerfuge und später ein Schubversagen der Steine. Die Tragfähigkeit betrug mit $27,58 \text{ kN}$ nur 78% des gemessenen Widerstands der Probe (O12) mit $35,02 \text{ kN}$. Dagegen konnte bei den unterschiedlichen unverstärkten Versuchskörpern (O6) und (O8) kein Unterschied festgestellt werden.

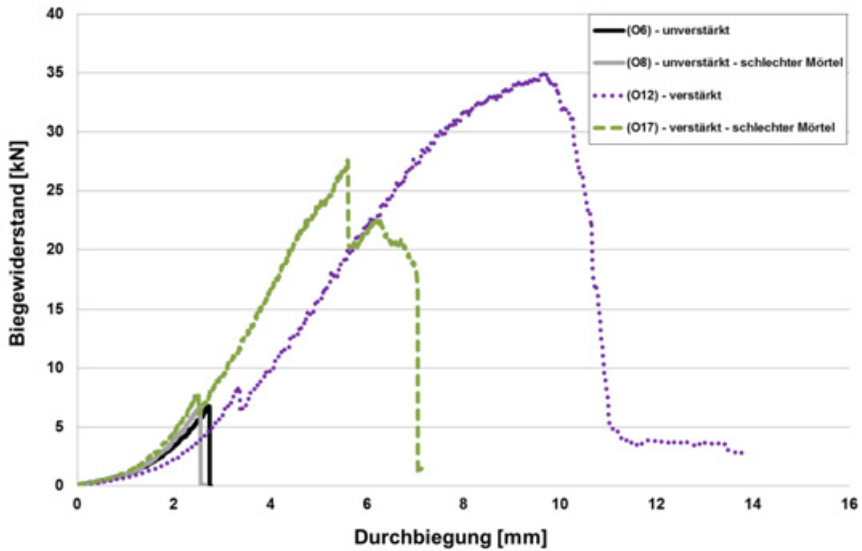


Abb. 4.90: Abhängigkeit der Mörtelqualität auf den Biege widerstand

Ergebnisse für Ziegellochsteine

Wie schon bei der Versuchsserie zuvor wurden hier 2DF Steine der Größe 240 x 115 x 113 mm verwendet. Im Unterschied wurden jedoch Ziegellochsteine gewählt. Diese Steine sollten mit ihrem ungünstigen Lochbild und niedriger Festigkeit bei Belastung parallel zur Lagerfuge als unterer Benchmark für Steinversagen dienen. Tabelle 4.28 gibt die unterschiedlichen Parameter für die 12 Versuchsproben an.

Tabelle 4.28: Material- und Belastungsparameter der einzelnen Versuchskörper

Nr.	Stein	Putz/ Mörtel	Klebstoff	Textil	Geschwindigkeit	Vorlast [N/mm ²]
O19 Ref. 3	ZS-2DF	-	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O20	ZS-2DF	-	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O21	ZS-2DF	-	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O22	ZS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	-	-	0,01 mm/Sek	0
O23	ZS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	-	-	0,01 mm/Sek	0,2

4 Experimentelle Untersuchungen an verstärktem Mauerwerk

O24	ZS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	-	-	0,01 mm/Sek	0,4
O25	ZS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 4	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0
O26	ZS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 4	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0,2
O27	ZS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 4	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0,4
O28	ZS-2DF	Knauf GB Fertigputzgips	BMS 4	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0,8
O29	ZS-2DF	Fugenmörtel schlecht	BMS 4	Eq-fiber	0,01 mm/Sek	0,2
O30	ZS-2DF	Röfix weich	-	T8300	0,01 mm/Sek	0,2

Die ersten zwei unverstärkten und unverputzten Probekörper (O19) und (O20) zeigen mit Lastunterschieden von 24,5 %, dass man bei diesem Steinmaterial mit größeren Streuungen rechnen muss. Zusätzlich wurden mehr unterschiedliche Rissbilder und Versagensarten beobachtet, wie in Tabelle 4.29 aufgelistet. Zwischen den beiden unterschiedlichen Verstärkungslösungen wurden die Beobachtungen, die an Kalksandstein gemacht wurden, nochmals bestätigt. Im Hinblick auf die Mörtelqualität konnten aufgrund der Materialstreuungen keine eindeutigen Beobachtungen gemacht werden, wobei die Last tendenziell eher geringer ausfiel.

Tabelle 4.29: Versuchsergebnisse und Versagensmechanismen der Probekörper

Nr.	F_{\max} [kN]	Δ Referenz 2	Durchbiegung bei F_{\max} [mm]	Versagensart
O19	6,32	-	2,82	Steinversagen
O20	4,77	-24,5%	2,40	Steinversagen
O21	7,08	12%	3,14	Torsion Fuge, Steinversagen
O22	7,08	12%	2,41	Steinversagen
O23	11,47	81,5%	3,86	Steinversagen
O24	11,16	76,6%	2,91	Steinversagen
O25	25,78	308%	8,56	Durchstanzkegel, Delamination Textil
O26	18,03	185%	4,94	Schubversagen Stein
O27	28,89	357%	7,21	Abplatzen der Druckzone, SV Stein
O28	28,11	344%	6,92	Abplatzen der Druckzone
O29	23,75	275%	5,42	Schubversagen Stein
O30	9,39	48,6%	2,69	Steinversagen, dann Faser-Pull-Out

Versagensarten

Die Lochgeometrie war bei diesem Stein durch sehr viele Stege mit Orientierung aus der Ebene heraus, aber nur durch zwei dickere und durchgehende äußere Stege in Richtung der Wandebene geprägt. Dadurch traten im Vergleich zum Kalksandstein mehrere zusätzliche Versagensmechanismen auf. Dies war zum einen Druckzonenversagen und Durchstanzen. Vermehrt wurde ein Versagen der Querstege auf Zug beobachtet, das im Endeffekt zum Steinversagen führte. Druckzonenversagen trat vor allem aufgrund der Anordnung der Stege auf. Durch die Lastkonzentration auf die Außensteinschale platzte der Ziegelscherben dort ab. Anhand der Rissöffnung zwischen den Steinen konnte auch kein „Ebenbleiben der Querschnitte“ beobachtet werden. Die Druckzone beschränkte sich auf eine Höhe von ca. 1,5 Zentimeter, wie in Abbildung 4.91 (rechts) festgehalten wurde.

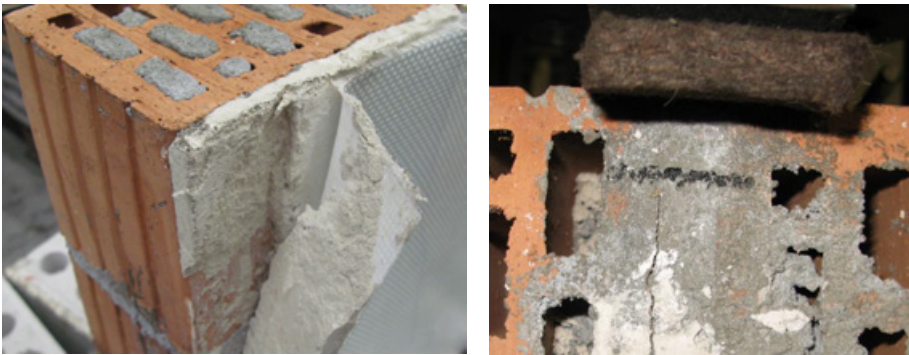


Abb. 4.91: Delamination zwischen Steinoberfläche und Putz (links), Verbleibende Druckzonen Höhe 1,5 cm durch gerissenen Querschnitt, (rechts)

Auflast

Da sich der Lastabtrag zum Teil über die Schubfugentragfähigkeit ableiten lässt, liegt es nahe, dass hier Einflüsse der Normalkraft durch Reibung auf die Fuge wie im Fall der horizontalen Schubtragfähigkeit f_{vk} vorliegen. Daher wurden sowohl am verstärkten als auch am nur verputzten Körper in 7 Tests verschiedene Auflasten untersucht. Für den verstärkten Körper kam der am geeignetsten erscheinende Klebstoff *BMS 4* zum Einsatz. Senkrecht zur Lagerfuge wurden die Spannungen 0; 0,2; 0,4 und 0,8 N/mm² unter Kraftregelung während des gesamten Versuchs konstant gehalten. Wie zu erwarten konnte bei den unverstärkten Körpern eine reduzierte Tragfähigkeit bei einer vertikalen Spannung von 0 N/mm² beobachtet werden. Allerdings stieg diese nach 0,2 N/mm² nicht mehr nach dem Mohr'schen Ge-

setzt weiter an, da sich Steinversagen statt Schubversagen zeigte. Entsprechend blieb der Tragwiderstand anschließend tendenziell konstant. Im Falle der Verstärkung kann leider keine gesicherte Aussage getroffen werden, weil die Probe (O26) bei 0,2 N/mm² Auflast sehr niedrige Werte aufwies. Lässt man diesen Wert weg, können betragsmäßig ähnliche Tendenzen wie beim unverstärkten Fall gedeutet werden, da sich Steinversagen und kein von der Normalspannung abhängiges Schubversagen einstellte.

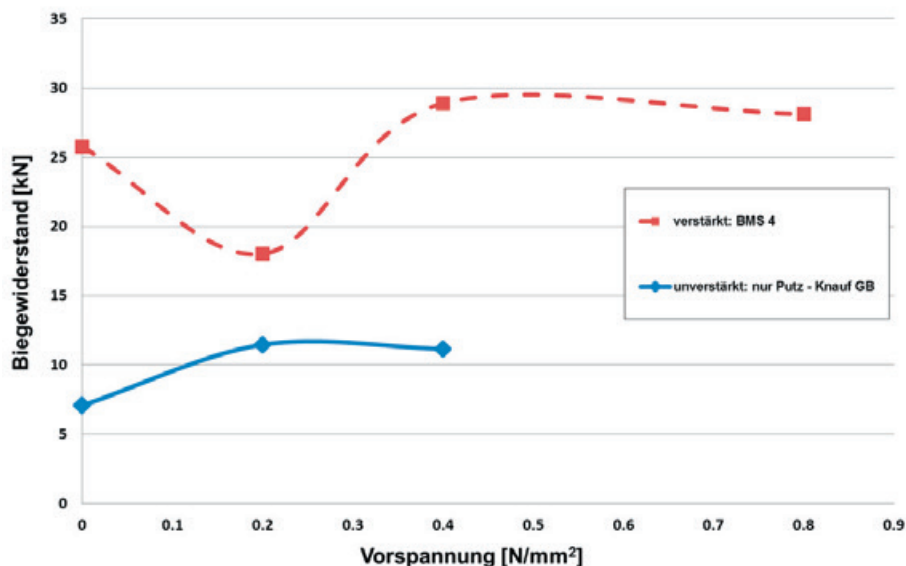


Abb. 4.92: Biegezugwiderstand über die vertikale Vorspannung auf die Mörtelfuge

4.3.2 Drei-Punkt-Biegebelastung rechtwinklig und parallel zur Lagerfuge an 5-Stein-Körpern

Im Hinblick auf die Anwendbarkeit für Mauerwerk in der Türkei wurden in Voruntersuchungen zu größeren Wandversuchen kleine Biegekörper an der Bogazici Universität in Istanbul hergestellt. Die Tragfähigkeit der in Istanbul üblichen Langlochziegelsteinen und Zementmörtel in Kombination mit dem eq-top System, das sich im vorigen Kapitel als geeignete Out-of-plane-Verstärkung herausgestellt hatte, wurde an 5-Stein-Körpern untersucht. Aus einer Vielzahl von Testkörpern werden hier nur 6 relevante Proben herausgesucht. Die Prüfkörper wurden aus fünf 190 mm x 190 mm x 135 mm großen Ziegelsteinen so aufgemauert, dass die gesamte Abmessung 980 mm x 190 mm x 155 mm betrug. In einem Fall wurden die

Steine so gedreht, dass die Langlöcher in Richtung der längeren Seite (Druckachse) verliefen. Dieser Körper stellt somit einen horizontalen Ausschnitt aus dem Mauerwerk dar, während die übrigen Proben vertikale Ausschnitte nachbilden sollten. Zwei Seiten aller Mauerwerksstreifen wurden einen Zentimeter dick mit Zementmörtel verputzt und je nach Versuchskörper mit dem Gewebe in Kombination mit dem Klebstoff *Curvalin D 3627* verstärkt. Der Einsatz von Zementmörtel als Grundputz war insofern eine entscheidende Einflussgröße, dass er im Gegensatz zu dem weicheren und poröseren Fertigputzgips eine andere Saug- und Verbundei-genschaft zum Klebstoff aufwies.

Die Belastung wurde mittig wegeregelt von einem Zylinder mit Handpumpe und der Rollenauflagerung für eine Biegelänge von insgesamt 80 cm aufgebracht. Mit der Spannweite von 80 cm und der Höhe von 15,5 cm ergab dies eine Schlankheit von $h/t = 5,16$. Für die Auswertung wurde der Widerstand F_{\max} und die mittige Verschiebung f_{def} des Wegmessers, der mittig unter dem Prüfkörper an einem Winkel anstand, aufgezeichnet. Die Material- und Testparameter der einzelnen Versuchskörper setzen sich wie folgt zusammen:

Tabelle 4.30: Übersicht der Versuchsparameter

Nr.	Stein	Putz/ Mörtel	Klebstoff	Textil	Wandausschnitt/ Belastungsstreifen
O31	Ziegel	Zementputz	Referenzprobe	ohne	senkrecht
O32	Ziegel	Zementputz	<i>Curvalin D 3627</i>	Gewebe	senkrecht
O33	Ziegel	Zementputz	<i>Curvalin D 3627</i>	Gewebe	senkrecht
O34	Ziegel	Zementputz	<i>Curvalin D 3627</i>	Gewebe	senkrecht
O35	Ziegel	Zementputz	<i>Curvalin D 3627</i>	Gewebe	horizontal

In den folgenden Abbildungen werden die versagenden Probekörper gezeigt. Es stellten sich prinzipiell 3 unterschiedliche Versagensarten heraus. Bei den unverstärkten Biegebalken entstand der Riss zuerst in dem steifen Zementputz und pflanzte sich über den Verbund in den Stein fort. Bei den verstärkten Körpern, welche von der Steinorientierung her vertikale Streifen aus einer Wand darstellten, konnte man im zweiten oder vierten Stein entweder diagonales oder horizontales Schubversagen der Stege feststellen. Dies ist in der Perforierung der Steine zu begründen. Denn durch die Dreipunkt-lagerung verlaufen die Lastpfade schräg zu den Auflagern hin. Dadurch werden die vierseitigen Hohlröhren ungünstig auf Schub beansprucht, was dann zu einem Versagen oder „Zusammenklappen“ der Stege führte. Eine qualitative Skizze des Kraftflusses ist dazu auch in Abbildung 5.16 in Kapitel 5.6 zu finden. Im Fall der Probe (O35) bilden die Stege durchgehende

Scheiben aus. Dadurch werden die Lastpfade nur geradlinig auf Druck durch den Ziegelscherben geführt, was zu einer deutlichen Tragfähigkeitssteigerung führt. Bei diesem horizontalen Streifen war die Limitierung der Verstärkungswirkung durch den Verbund des Zementputzes gegeben, der vom Stein delaminierte. Ein Versagen der Fasern wurde in keinem Fall festgestellt.



Abb. 4.93: 3-Punkt Biegeversuche eines vertikalen unverstärkten Wandausschnitts (links), horizontaler verstärkter Wandausschnitt (rechts)

Beim Vergleich der gemessenen Biegegewidstände wird deutlich, dass im Fall einer vierseitig gelagerten verstärkten Wand die Last hauptsächlich durch die horizontale Lagerung abgetragen werden würde. Dies verdeutlicht der 5 mal höhere Biegegewidstand von Probe (O35) im Vergleich zu den Referenzproben 1 und 2. Demnach lässt sich schlussfolgern, dass der horizontalen Anbindung an angrenzende Wände und Stahlbetonstützen bei Mauerwerksausfachungen besondere Bedeutung bei der Langlochbauweise zukommt.

Tabelle 4.31: Übersicht der Versuchsergebnisse und Versagensarten

Nr.	F_{\max} [kN]	Δ [%] Referenzp.	Durchbiegung bei F_{\max} [mm]	Versagensart
O31	2,03	0,0	1,1	Steg- und Putzversagen Zug
O32	5,15	153,8	2,8	Stegversagen Schub
O33	5,10	151,7	2,6	Stegversagen Schub
O34	3,81	88,1	1,5	Stegversagen Schub
O35	10,04	395,2	12,6	Delamination Stein/Putz

Vergleicht man die Robustheit der unterschiedlichen Proben wird es offensichtlich, dass die Duktilität speziell in horizontaler Richtung im verstärkten Fall entschieden gesteigert werden konnte, weil das Steinversagen deutlich später eintrat.

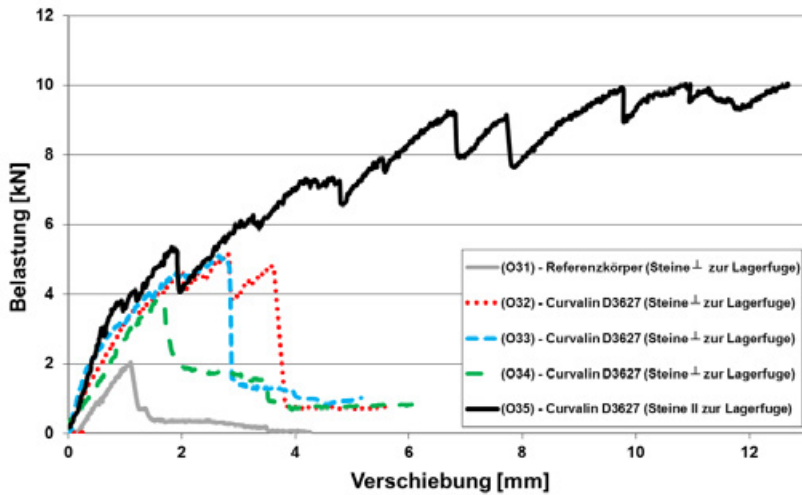


Abb. 4.94: Versuchsergebnisse der 3-Punkt Biegeversuche der 5-Stein-Körper

4.4 Dynamisches Tragverhalten von out-of-plane belasteten nichttragenden Wänden

Mit den Vorkenntnissen der 3-Punkt-Biegeversuche wurden zwei Rütteltischversuche an insgesamt vier Langlochziegelsteinwänden durchgeführt. Die Untersuchungen fanden auf dem 3 m x 3 m großen uniaxialen Rütteltisch des Kandili Observatory and Earthquake Research Institute (KOERI) der Bogazici Universität in Istanbul statt, wobei die Versuche und Haltekonstruktion vom Autor geplant wurden.

Je zwei Wände wurden dynamisch in Out-of-plane-Richtung simultan in einer einfassenden Stahlkonstruktion stehend belastet. Die Stahlkonstruktion war im Vergleich zur Ausführung in Stahlbeton die leichtere Variante und ermöglichte, die maximale Auflast des Rütteltischs von 10 t einzuhalten. In beiden Tests wurde jede Wand beidseitig einen Zentimeter dick mit Zementputz beschichtet und die verstärkte Wand zusätzlich durch mit *Curvalin D 3627* aufgeklebtem Gewebe verstärkt. Die Trocknungszeiten des Putzes und Fugenmörtels betragen vier und diejenige des Klebstoffs eine Woche. Da die gleichen Steine wie bei den 3-Punkt-Biegeversuchen verwendet wurden (siehe Eigenschaften unter Kapitel 2.2 Langlochziegel Istanbul), lag die Wanddicke bei 15,5 cm. Insgesamt hatten die Wände eine lichte Breite von 2,4 m und eine Länge von 2,8 m. Damit ergab sich eine horizontale Biegeschlankheit von $H/t = 2,4 \text{ m} / 0,155 \text{ m} = 15,5$.

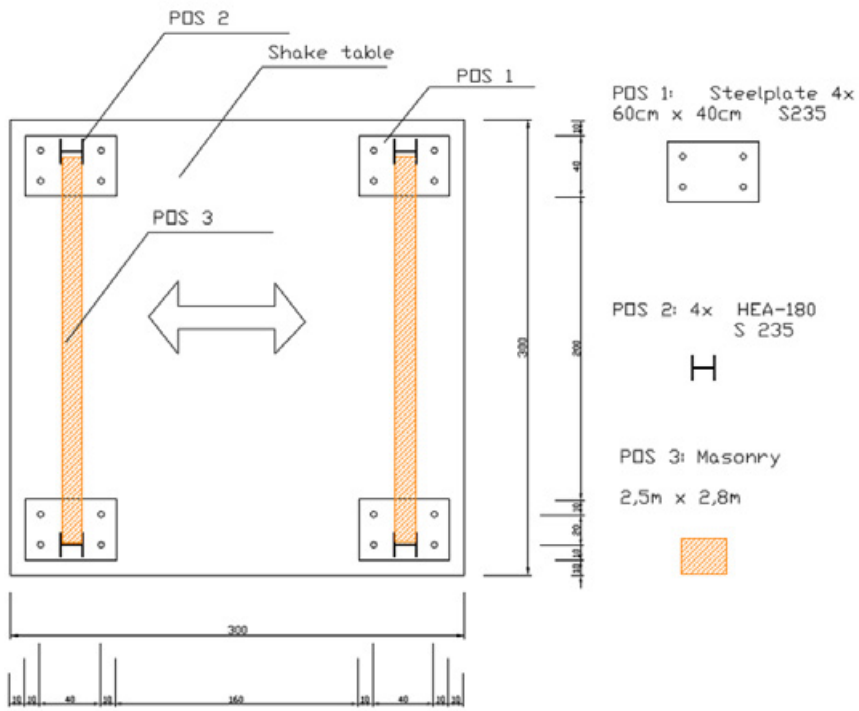


Abb. 4.95: Aufsicht der Mauerwerkseinbindung in die Stahlprofile auf dem Rütteltisch und deren Befestigung

Beide Wände wurden durch die Einbettung zwischen den Flanschen der HEA Stahlstützen gelenkig gelagert. Um das Gewebe der verstärkten Wand am Flansch zu verankern, wurden an jeder Stütze 60 cm breite Streifen des Gewebes eingeklebt und mit den beidseitig aufgetragenen Gewebeklebebahnen 30 cm überlappend verklebt.

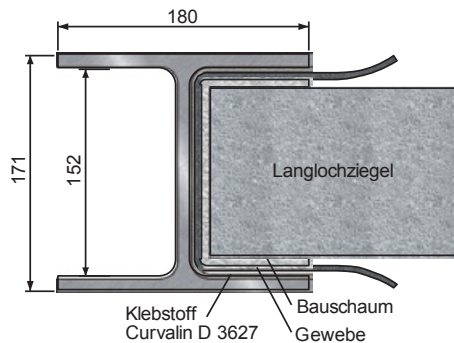


Abb. 4.96: Stützendetail des Mauerwerksanschlusses an die HE-A Profile

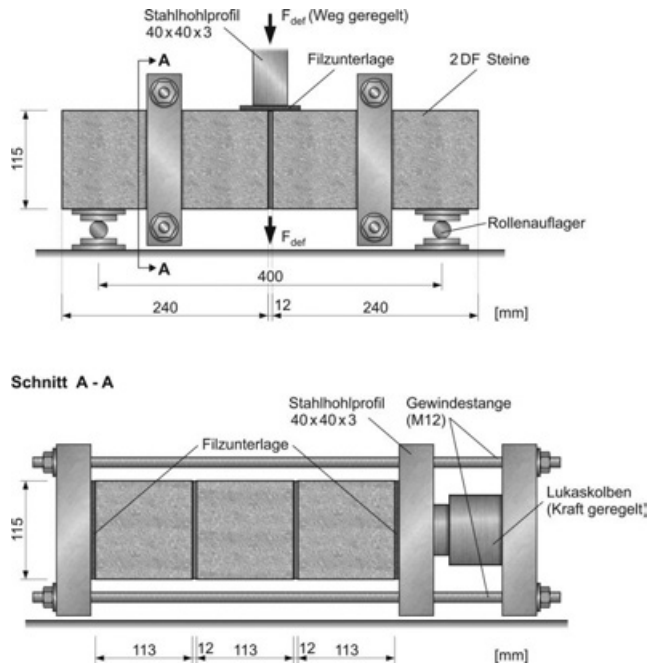


Abb. 4.82: Versuchsaufbau des Drei-Punkt-Biegeversuchs parallel zur Lagerfuge

Ergebnisse für Kalksandvollsteine mit Mittelgriffloch

Erste Versuche, die speziell das Torsionsverhalten bei Out-of-plane-Belastung nachstellen sollten, wurden an 3-DF (240 x 175 x 113 mm) Kalksandvollsteinen mit Griffloch durchgeführt. Diese auch in den 3-Stein-Schubversuchen in Kapitel 4.1.2 gewählten Steine hatten eine beidseitig glatte Oberfläche, so dass auch hier keine Verzahnung der Mörtelfuge mit dem Stein stattfinden konnte. Dadurch wurde gezielt das Biegeverhalten von Materialien mit geringem Schub- bzw. Torsionswiderstand untersucht. Fünf verschiedene Proben wurden getestet, wobei die Proben ohne Putz und ohne Verstärkung zweifach getestet wurden, um die Streuung der Materialparameter einschätzen zu können. Folgende Tabelle zeigt die Zusammenstellung der Versuchsparameter:

Tabelle 4.24: Material- und Belastungsparameter der einzelnen Versuchskörper

Nr.	Stein	Putz/ Mörtel	Klebstoff	Textil	Belastungsgeschwindigkeit	Vorlast [N/mm ²]
O1 (Ref. 1)	KS-3DF	-	-	-	0,01 mm/Sek	0,2
O2	KS-3DF	Knauf GB Fertigputzgips	-	-	0,01 mm/Sek	0,2

wortspektrum ergab sich für die Eigenperiode von 0,06667 Sekunden (15 Hz) ein Spektralwert von 3,55 g. Dieser Wert konnte durch die Messungen nicht bestätigt werden, da die Beschleunigungssensoren durch ihren zu geringen Messbereich nur Werte bis 3,33 g liefern konnten. Für weitere Versuche wurde der Messbereich auf 25 g erweitert.

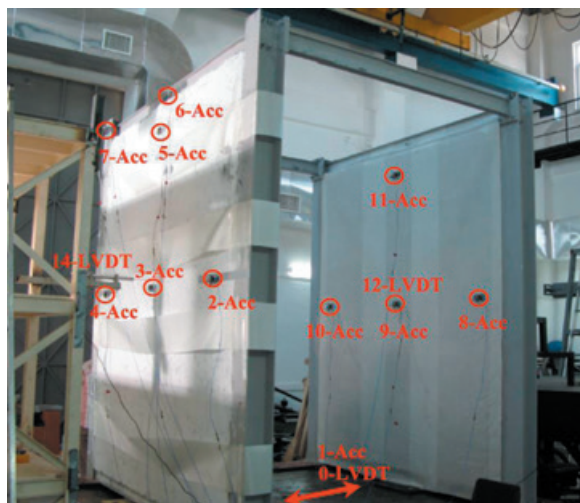


Abb. 4.97: Anordnung der Beschleunigungs- (ACC) und der Verschiebungsmesser (LVDT) an den Wänden

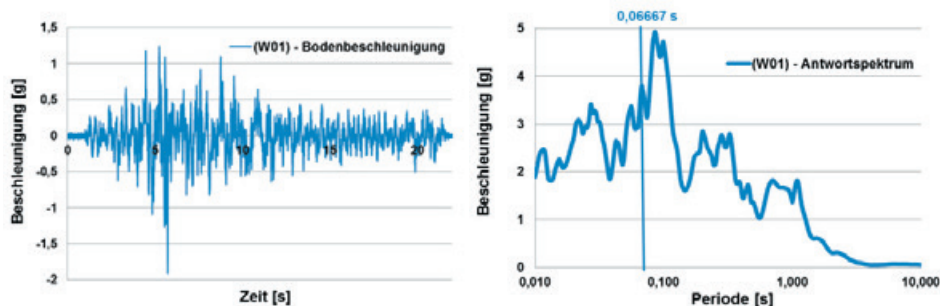


Abb. 4.98: Bodenbeschleunigung bei 300% Gölcük (links); Antwortspektrum bei 300% Gölcük (rechts)

Aus Abbildung 4.100 wird der Zeitpunkt der ersten Rissentwicklung deutlich, wenn es plötzlich nach 5 Sekunden durch die Schädigung zu großen Durchbiegungen (13 mm) des Wandmittelpunktes bei der unverstärkten Wand kommt. Im Gegensatz dazu bleibt die verstärkte Wand bei maximaler Durchbiegung von 2,1 mm im line-

ar-elastischen Bereich. Die ermittelten Hysteresekurven aus Durchbiegung und Beschleunigung, jeweils in mittiger Wandposition, weisen deutlich den Schädigungseffekt zu einer Seite hin nach.

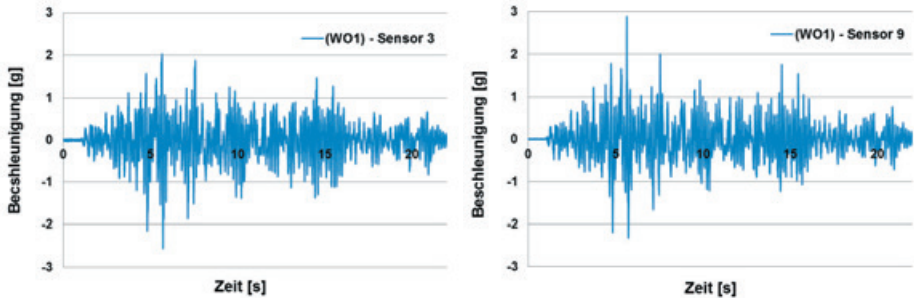


Abb. 4.99: Beschleunigungsmessung von Sensor 3 bei 300% Gölcük. (unverstärkte Wand) (links); Sensor 9 bei 300% Gölcük. (verstärkte Wand) (rechts)

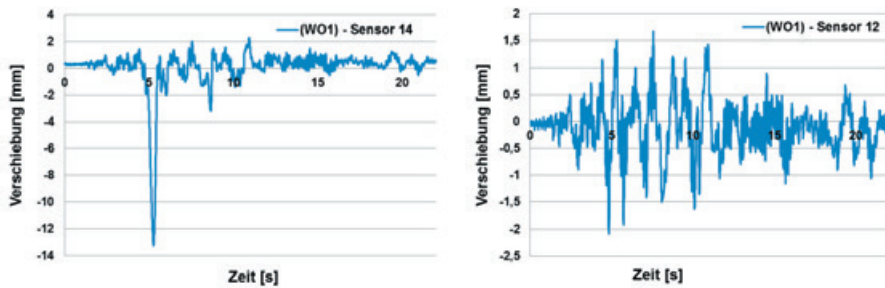


Abb. 4.100: Verschiebungsmessung von Sensor 14 bei 300% Gölcük. (unverstärkte Wand) (links); Sensor 12 bei 300% Gölcük. (verstärkte Wand) (rechts)

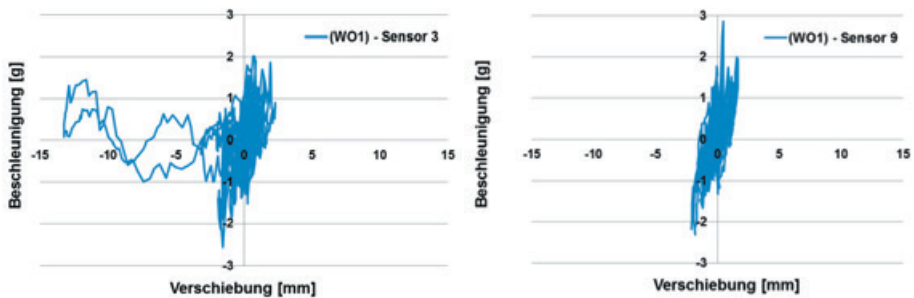


Abb. 4.101: Hysterese am Wandmittelpunkt bei 300% Gölcük.; unreinforced Wand (links); reinforced Wand (rechts)

Die maximalen Beschleunigungen der unreinforceden Wand waren sowohl in Wandmitte auf Höhe von 1,4 m mit 2,56 g als auch an Wandende mit 3,3 g deut-

lich höher als die Beschleunigungen der verstärkten Wand. Aufgrund der gleichen Eigenfrequenz und identischen Anregung kann somit zu diesem Zeitpunkt von einer dämpfenden Wirkung durch die Verstärkung ausgegangen werden. Der Verstärkungsfaktor von maximaler Bodenbeschleunigung zur Beschleunigung an der Wandoberseite betrug $3,3\text{g} / 1,89\text{g} = 1,74$ bei der unverstärkten Wand und $2,97\text{g} / 1,89\text{g} = 1,57$ bei der verstärkten Wand. Für spätere Lastannahmen wurden in Abbildung 4.103 interpolierte Hüllkurven aus den maximalen Beschleunigungen erstellt. In der Höhe des Rütteltischniveaus wurden alle Beschleunigungen gleich angenommen. Es zeigte sich, dass die Belastungen an den seitlichen Wandrändern nur minimal geringer waren und eine idealisierte trapezförmige Belastung gerechtfertigt wäre.

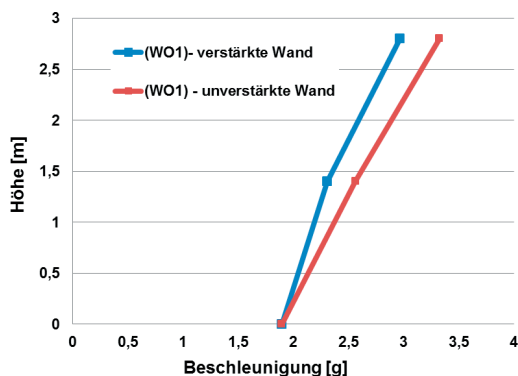


Abb. 4.102: Interpolierter Beschleunigungsverlauf über die Wandhöhe in der Mitte

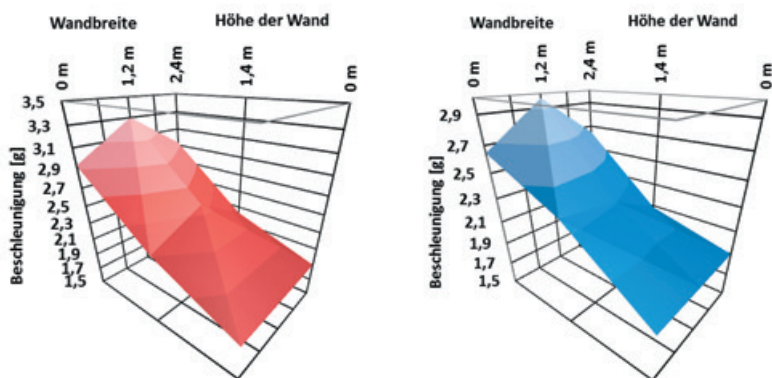


Abb. 4.103: Maximale Beschleunigungen über die Wandfläche anhand einzelner Messpunkte linear interpoliert, unverstärkte Wand (links), verstärkte Wand (rechts)

Im weiteren Versuchsablauf wurde anstatt der breitbandigen Zeitverlaufsanregung mit direkter Anregung der Eigenfrequenzen durch sinusförmige Schwingungen fortgefahren, um eine höhere Schädigung zu erreichen. Die Frequenz der Sinus-schwingung wurde langsam von 1 Hz bis 25 Hz hochgefahren, wodurch die Eigenfrequenzen beider Wände genau getroffen wurden. Durch die weitere Schädigung der unverstärkten Wand sank deren Eigenfrequenz von 13,2 auf 9 Hz ab. Der Vergleich der Hysteresekurven, aufgezeichnet über Beschleunigung und Wanddurchbiegung (Differenz aus Rütteltischbewegung und externem Verschiebungsmesser) an Position (3-ACC) und (9-ACC), zeigt deutlich die Unterschiede des Verhaltens beider Wände auf. Die verstärkte Wand ohne sichtbare Schädigungen, blieb im linear elastischen Bereich und die unverstärkte Wand zeigte bleibende Schädigungen bei Durchbiegungen von bis zu 37 mm auf.

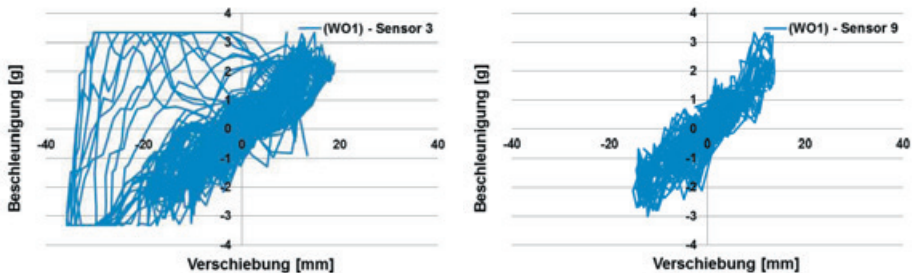


Abb. 4.104: Hysterese am Wandmittelpunkt bei Sinusanregung, unverstärkte Wand (links); verstärkte Wand (rechts)

Unter weiterer Sinusbelastung bei einer Frequenz von 9 Hz nahm die Schädigung der unverstärkten Wand stark zu und stürzte bei der weiteren Belastungsstufe unter 6,35 Hz komplett ein. Im Unterschied dazu konnte die verstärkte Wand auch unter maximaler sinusförmiger Belastung von 3 g in ihrer Eigenfrequenz nicht zu einer Schädigung gebracht werden.

Das Versagen der unverstärkten Wand entwickelte sich in mehreren Stufen. Nach der Belastung unter dem 300% verstärkten Gölcük Zeitverlauf entstand ein feiner Haarriss beginnend von der mittigen Wandoberseite und in vertikaler Richtung nach unten verlaufend. Nach erster Sinusschwingung im Spektrum von 1 bis 25 Hz entwickelte sich ein Rissbild eines umgedrehten Y (analog zur Bruchlinientheorie) mit starken Steinausbrüchen an der Wandoberseite. Nach größeren Verschiebungen entstand am Boden ein Schubversagen der Steine in Out-of-plane-Richtung. Durch das Wegbrechen der unteren Steine, die analog dem bei Holz bekannten Rollschub belastet wurden, konnte ein Dreieck herausbrechen. Zum

Schluss brachen dann die beiden übriggebliebenen Wandtrapeze, die sich gegenseitig abstützten beim Gesamtkollaps der Wand aus dem Stahlrahmen heraus. Die detaillierten Schadensbilder können den nachfolgenden Bildern entnommen werden.

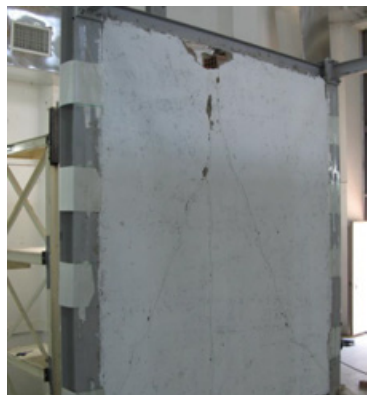


Abb. 4.105: Rissbild entsprechend der Bruchlinientheorie (links); Kollaps des inneren Dreiecks (rechts)



Abb. 4.106: Versagen der unteren Steine auf Schub (analog dem Rollschub) (links); Gesamtkollaps der unverstärkten Wand, keine Schäden an der verstärkten Wand (rechts)

4.4.2 Rütteltischversuch an Wänden mit Türöffnung (WO2)

Der Aufbau des zweiten Versuchs (WO2) erfolgte analog zu der ersten Untersuchung (WO1) im Kapitel zuvor mit dem Unterschied, dass Türen eingefügt wurden. Um der gewöhnlichen Anordnung von Türen in der Nähe einer bestimmten Seite Rechnung zu tragen, wurden die Wände entsprechend gegeneinander versetzt angeordnet. Von versuchstechnischer Relevanz war eine bessere Verteilung der Massen, um keine Torsion durch Kräfteungleichgewichte zu verursachen. Dadurch wurde mehr Masse in die Mitte des Feldes verlagert, wodurch die Biegemomente im Vergleich zur mittigen Anordnung um den Faktor 1,71 erhöht wurden. Außer-

dem sollte durch die Ausmittlung keine Torsion im Stahlrahmen entstehen, was zur Verfälschung von gemessenen Beschleunigungswerten geführt hätte. Simultan wurden wieder eine verstärkte und eine unverstärkte Wand dynamisch unter dem Gölcük-Zeitverlauf und Sinusschwingen in den Eigenfrequenzen der Wände ange-regt. Die Zeitverlaufsbelastung bewirkte keine sichtbare Schädigung an beiden Wänden. Daher war die Schädigung der Wände allein durch gezielte Sinusschwingungen in der Eigenfrequenz der Wände realisierbar. Durch die Aussparungen der Türen wurden die 15 Beschleunigungs- und Verschiebungsmesspunkte nach Ab-bildung 4.107 neu arrangiert.

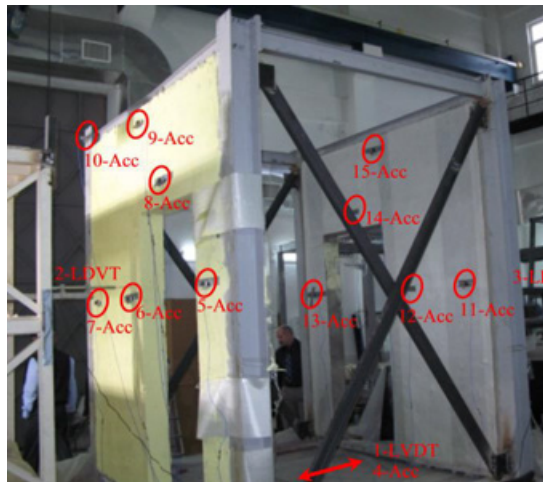


Abb. 4.107: Anordnung der Beschleunigungs- (ACC) und der Verschiebungsmes-ser (LVDT) an den Wänden

Zur Charakterisierung beider Wände mit Öffnung wurden die Eigenfrequenzen aus den Fourierspektren basierend auf gezielten Impulsanregungen ermittelt. Beide Wände hatten eine Eigenfrequenz von ca. 18,4 Hz. Die höhere Eigenfrequenz im Vergleich zu den steiferen Wänden aus dem ersten Versuch (WO1) resultierte aus der Massenreduktion um 27% infolge der Türaussparung. Dadurch änderte sich die Charakteristik so, dass es durch die Zeitverlaufs-anregung aufgrund der reduzierten Eigenperiode von 0,054 s (18,4 Hz) zu einer geringeren Spektralbeschleunigung (siehe Abbildung 4.98 rechts) an der Wand kam. Im Vergleich zum Versuch (WO1) betrug der Unterschied mit 3,55 g und 3,25 g in diesem Fall 9%.

Das Belastungsschema infolge der Sinusschwingungen mit variablen Frequenzen und Amplituden erfolgte insgesamt in vier getrennten Stufen. Für die erste Belastung wurde die Sinusfrequenz kontinuierlich bis 18 Hz gesteigert und wieder auf

null zurückgenommen. Nach der ersten Sinusanregung mit einer PGA von 0,76 g entstand ein Riss an der unverstärkten Wand beginnend an der wandmittigen Tür- ecke und nach oben hin verlaufend. Dabei brach zuerst der Stein der Innenecke aus, was anschließend zu einem vertikalen, durchgehenden Biegeriss des Wandseg- ments über der Tür führte. Der Beschleunigungssensor 8 (8-ACC), der ca. 20 cm vom Riss entfernt lag, zeichnete die erste Rissentwicklung mit einem Beschleuni- gungsspeak von 20 g auf und signalisierte damit den Entstehungszeitpunkt. Dieser Wert scheint jedoch keine sinnvolle Belastungsgröße darzustellen, weil der 50 cm entfernte Sensor 9 (9-ACC) die Größenordnung des Wertes nicht bestätigte. Abbil- dung 4.114 zeigt neben dem Ort des beschriebenen Schadensfalls auch breite V- förmige Ausbruchskrater des Putzes und der Außenstege der Steine infolge Druckstrebenversagens.

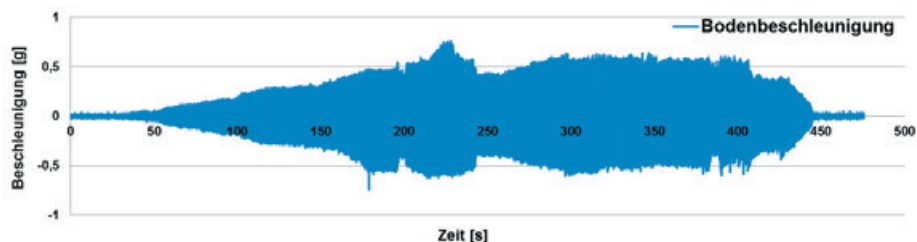


Abb. 4.108: Bodenbeschleunigung der ersten Sinusbelastung

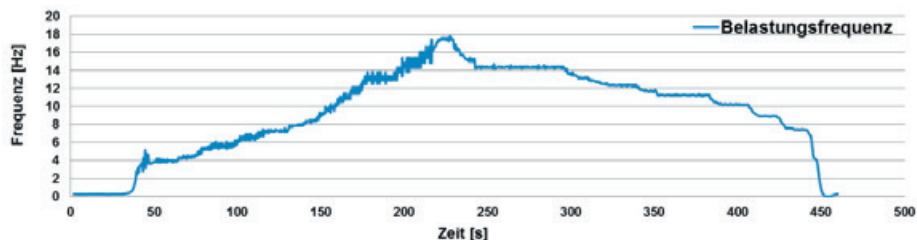


Abb. 4.109: Frequenz des Rütteltischs bei der ersten Sinusbelastung

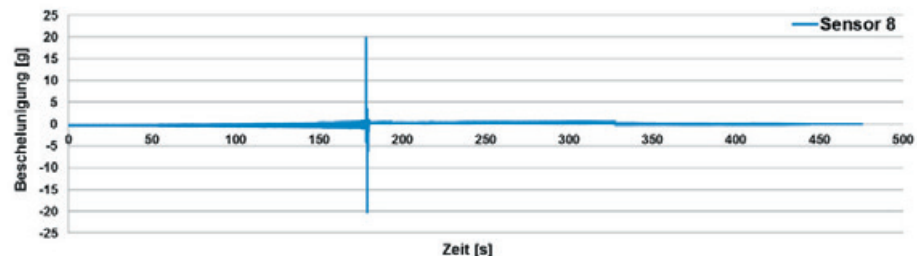


Abb. 4.110: Beschleunigungen des Sensor 8 bei der ersten Sinusbelastung

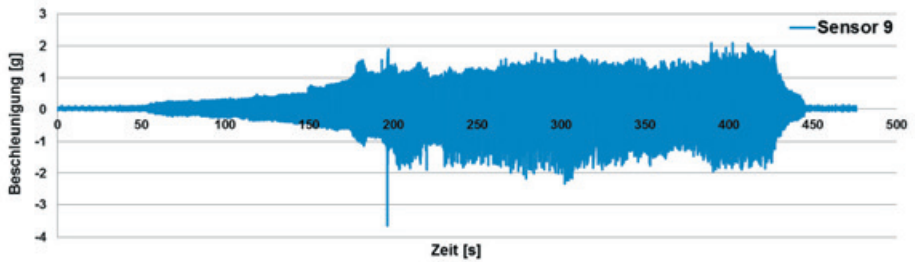


Abb. 4.111: Beschleunigungen des Sensor 9 bei der ersten Sinusbelastung

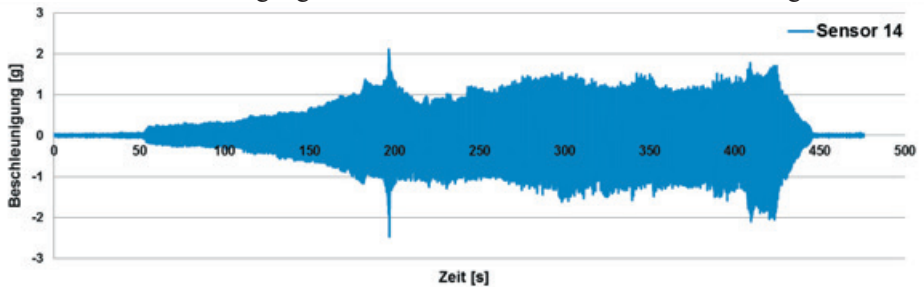


Abb. 4.112: Beschleunigungen des Sensor 14 bei der ersten Sinusbelastung

Während der zweiten Sinusanregung versagte die unverstärkte Wand in der unteren Steinreihe out-of-plane auf Schub, wie es schon beim Versuch (WO1) zu beobachten war. Der vorhandene Biegeriss weitete sich unter starkem Steifigkeitsverlust aus, so dass Durchbiegungen von 42,56 mm gemessen wurden. Der Vergleich des ermittelten hysteretischen Verhaltens der unverstärkten Wand zeigte deutlich den Schädigungsgrad an. Demgegenüber blieb die verstärkte Wand bei einzeln versagenden Fasern deutlich stabiler. Da der obere Teil der unverstärkten Wand kurz vor dem Kollaps stand, wurden anschließend die Messinstrumente entfernt. Dadurch wurden für weitere Belastungserhöhungen keine Daten des Wandverhalts aufgezeichnet und im folgenden Versuchsablauf konnten nur indikativ die Beträge der maximalen Bodenbeschleunigungen zu Vergleichszwecken verwendet werden. Die weiteren Beschleunigungs- und Frequenzverläufe der einzelnen Belastungsstufen sind dem Anhang zu entnehmen.

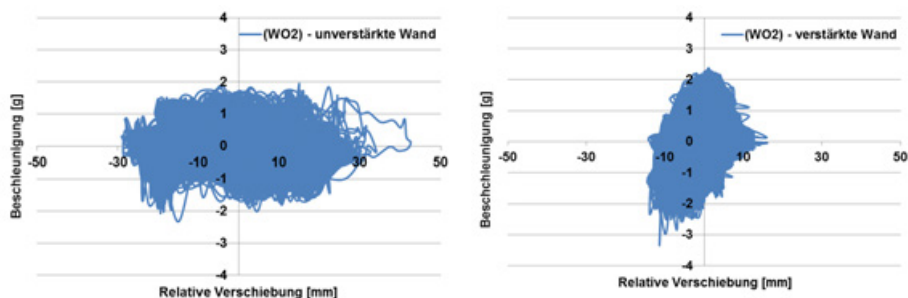


Abb. 4.113: Hysterese der unverstärkten Wand an Sensor 6 (links); Hysterese der unverstärkten Wand an Sensor 12 (rechts)

Die weitere Belastung führte zu einem Gesamtkollaps der unverstärkten Wand bei einer PGA von 1,28 g. Gleichzeitig ließen sich lokal erste Risse der Fasern im Textil an der Position über der Türecke feststellen. Die vierte und letzte Sinusanregung führte bei einer PGA von 1,97 g zu einem Versagen des Textils, so dass sich analog zur unverstärkten Wand ein ähnliches Bruchbild des Mauerwerks entwickelte. Der Vergleich der maximalen PGA's unter ähnlichem Schadensniveau wies somit einen Verstärkungseffekt von $1,97 \text{ g} / 0,76 \text{ g} = 2,6$ auf.

Tabelle 4.32: Zusammenfassung der Daten ausgewählter Sensoren

Belastung	PGA [g]	max. 2-LDVT ¹ [mm]	f _{def} 2-LDVT ¹ [%]	max. 3-LDVT ¹ [mm]	f _{def} 3-LDVT ¹ [%]	max. 9-ACC [g]	max. 15-ACC [g]
Sinus 1	0,76	9,84	0,41	10,12	0,42	3,61	2,71
Sinus 2	0,83	42,56	5,64	16,03	0,67	2,02	3,72
Sinus 3	1,28	-	-	-	-	-	-
Sinus 4	1,97	-	-	-	-	-	-

¹ Verschiebungsmesser (LDVT = Linear variable differential transformer)



Abb. 4.114: Unverstärkte Wand: Riss an Türecke beginnend, (links); Versagen der unteren Steinreihe auf Schub (rechts)



Abb. 4.115: Kollaps der unverstärkten Wand (links); Versagen der Fasern und Steine auf Zug (rechts)

4.5 Zusammenfassung

In einem umfassenden Versuchsprogramm wurden 35 Kleinproben bestehend aus sechs oder fünf Steinen und 4 nichttragende Wände der Größe 2,4 m x 2,8 m auf Biegung belastet. Die Kleinkörper wurden statisch sowohl senkrecht als auch parallel zur Lagerfuge belastet. Dabei wurden die nach Meinung des Autors wichtigsten Parameter untersucht. Dies waren das Verstärkungssystem, die Klebstoffe, die Belastungsgeschwindigkeit, Belastungsrichtung zur Mörtelfuge, Steinart und -festigkeit, vertikale Auflast, Grundputzart und Türöffnungen.

Dabei wurde während der statischen Untersuchungen festgestellt, dass die Lösung des flächigen und auf Grundputz aufgeklebten Systems eine höhere Leistungsfähigkeit zeigte. Diese war jedoch vor allem stark vom Klebstoff und dem zugrundeliegenden Mauerwerk abhängig. Während die niederfesten Lochziegel zu einem Steinversagen neigten, wurde bei den höherfesten Kalksandsteinen bei Einsatz des hier optimalen Klebstoffs ein Zugversagen der Fasern erreicht.

Versuche an türkischen Langlochziegelsteinen mit Zementgrundputz wurden unter statischer und dynamischer Belastung durchgeführt. Dabei ließ sich ein wichtiger Unterschied der Verstärkungseffekte in Abhängigkeit von der Steinorientierung feststellen, so dass im Extremfall mit der Verstärkung ein bis zum Faktor 5 höherer Biege­widerstand erreicht wurde.

Mit den aus den Kleinstproben gewonnenen Erkenntnissen wurden vier Wände auf dem Rütteltisch getestet. Dabei wurden zweimal zwei Wände im unverstärkten und verstärkten Zustand getestet. Der erste Versuch enthielt zwei Wände ohne Türöffnungen und der zweite Wände mit Türöffnungen. Die beiden dynamischen Rüttel­versuche wurden sowohl unter Erdbebenanregung als auch unter Sinus-

schwingungen durchgeführt. Beim Vergleich der Schadensmuster fiel auf, dass die unverstärkte Wand nach dem geradlinigen Muster der Bruchlinientheorie versagte, während bei einer vorhandenen Türöffnung tordierende Teile, Versagen an Singularitäten und gerundete Biegerisse entstanden. Im ersten Versuch war es nicht möglich, die verstärkte Wand zu zerstören, so dass hier keine quantitative Aussage über deren Erhöhung des Tragwiderstands gemacht werden kann. Im zweiten Versuch konnte ein Faserversagen beobachtet werden und nach Beurteilung des ähnlichen Schadensgrades auf Basis der maximalen Grundbeschleunigungen wurde eine Tragwiderstandssteigerung von Faktor ca. 2,6 festgestellt.

Anhand der über die Wandfläche verteilten Beschleunigungen konnten Ansätze für geeignete Lastannahmen gefunden werden.

5 Bemessung von faserverstärktem Mauerwerk

5.1 Bemessungsansätze der Literatur In-plane

Schon zu dem Thema des unverstärktem Mauerwerks gibt es verschiedene Bemessungsansätze und Materialmodelle, die im Erdbebenlastfall meist zu sehr ungenauen Ergebnissen führen. Will man, wie in dieser Arbeit, zusätzlich den Aspekt der Faserverstärkung mit einbeziehen, finden sich meist nur für spezielle Verstärkungslösungen aus Experimenten empirische nichtverallgemeinerbare Berechnungslösungen. Die wenigen aber bemerkenswerten Ansätze sollen im Folgenden angeführt werden und darauf aufbauend neue Methoden vorgeschlagen werden. Dabei muss erwähnt werden, dass die meisten Gleichungen auf steife Klebeverbindungen beschränkt sind, da zumeist nur Versuche mit steifen Epoxidharzklebungen durchgeführt wurden. Dementsprechend wurden lineare Dehnungsverteilungen und das Ebenbleiben der Querschnitte nach Bernoulli angenommen, was jedoch aufgrund der im vorigen Kapitel gemachten Beobachtungen von in dieser Arbeit verwendeten Verstärkungen mechanisch nicht richtig ist.

Andere Annahmen wie kleine Verformungen, keine Zugfestigkeit der Mörtelfugen in orthogonaler Richtung und die Vernachlässigung des Schlupfes zwischen Verstärkung und Untergrund erscheinen auch hier als zweckmäßig.

Turnsek et al. [237] (1980) leiteten auf Basis ihrer unverstärkten Wandversuche für diagonales Schubversagen eine Gleichung für die Tragfähigkeit her. Sie nahmen an, dass Schubversagen eintrete, wenn im Wandmittelpunkt mit dem Erreichen ein kritisches Niveau der maximalen Hauptzugspannungen erreicht wird. Dieses Niveau nennen sie „kritische Zugfestigkeit“ des globalen Mauerwerks $f_{t,m}$. Anhand der kritischen globalen Zugfestigkeit und dem Wandhöhen-/Längenverhältnis r_h erstellten sie folgende Gleichung:

$$V_{Rd} = \frac{f_{t,m} \cdot l \cdot t}{r_h} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_{Rd}}{f_{t,m} \cdot l \cdot t}} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

mit

$$r_h = \begin{cases} 1 & \text{für } h/l \leq 1 \\ h/l & \text{für } 1 < h/l < 1,5 \\ 1,5 & \text{für } h/l > 1,5 \end{cases} \quad (\text{Gl. 5.2})$$

Dabei kann $f_{t,m}$ experimentell durch Schubversuche mit doppelter Lagerung ($\psi = 0,5$) ermittelt werden. Wobei erwähnenswert ist, dass die Grenzen für r_h anhand weiterer Experimente von verschiedenen Autoren noch nicht gesichert sind.

Gleichung 5.1 ist somit prinzipiell der Formel von **Mann/Müller** [142] mit dem Ansatz der Zugfestigkeit der Steine f_{bt} vergleichbar:

$$V_{Rd} = \frac{f_{bt} \cdot l \cdot t}{2,3} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_{Rd}}{f_{bt} \cdot l \cdot t}} \quad (\text{Gl. 5.3})$$

Magenes und Calvi [139] (1997) untersuchten in Experimenten und numerischen Berechnungen an unverstärkten Wandscheiben den Einfluss des Wandhöhen-/Längenverhältnis r_h und den Einfluss des Schubverhältnisses $\alpha_v = M/(V \cdot l)$. Sie schlagen für das Schubverhältnis den Korrekturfaktor $(1 + \alpha_v)$ vor.

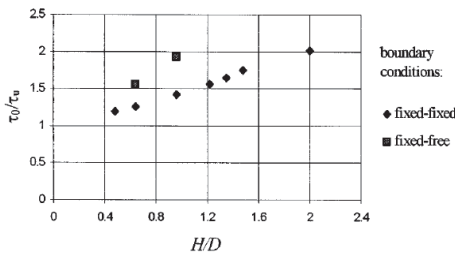


Abb. 5.1: Einfluss des Verhältnisses r_h aus [139]

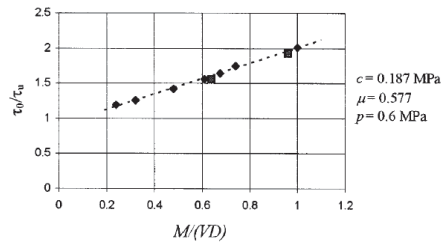


Abb. 5.2: Einfluss des Verhältnisses α_v aus [139]

Anhand von Korrekturfaktoren modifizierten sie τ für die auf Mohr-Colomb basierende Gleichung für den Schubwiderstand:

$$V_{Rd} = l \cdot t \cdot \tau \quad (\text{wobei } \tau = c + \mu \cdot p) \quad (\text{Gl.5.4})$$

mit

$$\tau_{cs} = \frac{1,5 \cdot c + \mu \cdot p}{1 + 3 \cdot c \cdot \alpha_v / p} \quad \text{für den klaffenden Lagerfugenzustand} \quad (\text{Gl. 5.5})$$

$$\tau_{ws} = \frac{1,5 \cdot c + \mu \cdot p}{1 + 3 \cdot c \cdot \alpha_v / p} \quad \text{für die gesamte Lagerfugelänge} \quad (\text{Gl. 5.6})$$

$$\text{Ergibt: } \tau = \min(\tau_{cs}, \tau_{ws}) \quad (\text{Gl. 5.7})$$

Des Weiteren erweitern sie damit den Ansatz nach **Mann/Müller** aus Gleichung 5.3, indem Sie den Korrekturfaktor $1/(1+\alpha_v)$ multiplizieren:

$$V_{Rd} = \frac{f_{bt} \cdot l \cdot t}{2,3 \cdot (1 + \alpha_v)} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_{Rd}}{f_{bt} \cdot l \cdot t}} \quad (\text{Gl. 5.8})$$

Triantafillou [229] (1998) schlägt ein Modell mit linear elastischem Verhalten für Biegung out-of-plane und in-plane sowie Ansätze für Delamination und Querkraftversagen von verstärktem Mauerwerk vor. Seine Berechnung erfolgt analog dem Stahlbeton über den Dehnungsansatz über die Höhe. Dies setzt das Gesetz von Bernoulli und eine vernachlässigbar geringe Zugfestigkeit des zugrunde liegenden Mauerwerks voraus.

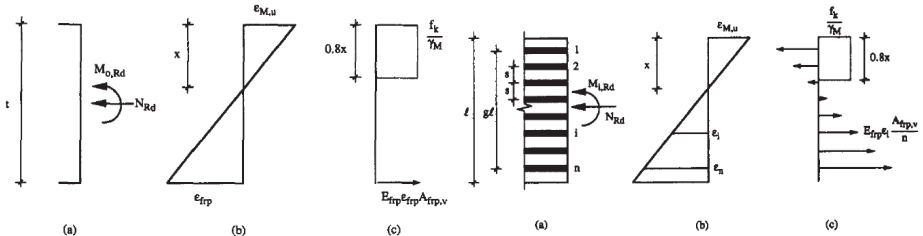


Abb. 5.3: Ansatz für out-of-plane (links) und in-plane (rechts) Biegung aus [229]

Der Bemessungsansatz für Out-of-plane-Biegung geht aus dem Kräftegleichgewicht der inneren Kräfte aus Druckstrebe und Zugband der Verstärkung hervor. Dabei verwendet er für die Druckkraft den Ansatz des Spannungsblocks. Für den Momentenwiderstand $M_{o,Rd}$ out-of-plane gibt er folgende Gleichung an:

$$\frac{M_{o,Rd}}{l \cdot t^2 \cdot f_k} = \frac{1}{2} \cdot \omega \cdot \frac{\left(1 - \frac{x}{t}\right)}{\frac{x}{t}} + \frac{0,4}{\gamma_M} \cdot \frac{x}{t} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{x}{t}\right) \quad (\text{Gl. 5.9})$$

$$\text{mit } \frac{x}{t} = \frac{\gamma_M}{1,6} \cdot \left[-\omega + \sqrt{\omega^2 + \frac{3,2}{\gamma_M} \cdot \left(\omega + \frac{N_{Rd}}{l \cdot t \cdot f_k}\right)} \right] \quad (\text{Gl. 5.10})$$

$$\text{und } \omega = \frac{\varepsilon_{M,u} \cdot E_{fip}}{f_k} \cdot \rho_v \quad (\text{Gl. 5.11})$$

Ähnlich verfährt er für Biegung in-plane, nur dass er in diesem Fall die Kräfte der Verstärkungslamellen proportional zu den Dehnungen über die Bauteilbreite annimmt. Die Druckzone wird wie zuvor als Spannungsblock angenommen. Den in-plane Momentenragwiderstand $M_{i,Rd}$ berechnet er mit:

$$\frac{M_{i,Rd}}{t \cdot l^2 \cdot f_k} = \frac{(n+1) \cdot g^2}{12 \cdot (n-1)} \cdot \omega \cdot \frac{1}{\left(\frac{x}{l}\right)} + \frac{0,4}{\gamma_M} \cdot \frac{x}{t} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{x}{t}\right) \quad (\text{Gl. 5.12})$$

$$\text{Mit } \frac{x}{t} = \frac{\gamma_M}{1,6} \times \left[-\omega + \frac{N_{Rd}}{l \times t \times f_k} + \sqrt{\left(\omega - \frac{N_{Rd}}{l \times t \times f_k}\right)^2 + \frac{1,6}{\gamma_M} \times \omega} \right] \quad (\text{Gl. 5.13})$$

Und ω aus (Gl. 5.11). Seinen Ansatz für die Berechnung der Querkraft nimmt er aus dem Eurocode 6 für stahlbewehrtes Mauerwerk. Zu dem Anteil des ungerissenen Mauerwerks addiert er einen Zusatzanteil für die Faserbewehrung, so dass sich die folgende Gleichung ergibt:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot d}{\gamma_M} + V_{Rd2} \leq \frac{0,3 \cdot f_k \cdot t \cdot d}{\gamma_M} \quad (\text{Gl. 5.14})$$

$$\text{mit } V_{Rd2} = \frac{0,7}{\gamma_{fip}} \cdot \rho_v \cdot E_{fip} \cdot \varepsilon_{fip} \cdot l \cdot t \quad (\text{Gl. 5.15})$$

und

$$f_{vk} = \min \left[f_{vk0} + 0,4 \cdot \frac{N_{Rd}}{l \cdot t}; 0,7 \cdot f_{vk,lim}; 0,7 \cdot \max(0,065 \cdot f_b, f_{vk0}) \right] \quad (\text{Gl. 5.16})$$

Den Sicherheitsbeiwert für die CFRP, AFRP, GFRP gibt er mit 1,15; 1,2 und 1,25 an.

Vandergrift et al. [241] (2001) gingen auf den Zusatzbeitrag der Faserverstärkung bei der Schuberechnung V_{Rd2} , welche schon bei Triantafillou in Gleichung 5.15 erwähnt wird, detaillierter ein. Sie schlugen auf Basis ihrer Versuche folgende Formulierung vor:

$$V_{Rd2} = n_f \cdot t_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \frac{w_f}{s_f} \cdot \sin^2 \alpha \cdot l_w \cdot n \quad (\text{Gl. 5.17})$$

Dabei ist n_f die Anzahl der Faserlagen, t_f die äquivalente Faserdicke, w_f die Breite der Verstärkungsstreifen, s_f der Streifenabstand und n der Reduktionsfaktor für die einseitige oder beidseitige Verstärkung. Für ε_f nehmen sie 0,07 % an, was sie während ihrer Versuche auch gemessen hatten.

Li et al. [133] (2005) gingen den Weg nach ACI 440 [3] und trennten die Verstärkung rechnerisch vom unbewehrten Mauerwerk. Mit ihrem Beziehungsverhältnis der vertikalen und horizontalen Kraft, die über den Druckstrebenwinkel von der Horizontalen gemessen wird,

$$N_{Ed} = \sigma_v \cdot A_m = V_{Ed} \cdot \tan \theta \quad (\text{Gl. 5.18})$$

modifizierten sie die Gleichung von Mann/Müller für diagonales Zugversagen durch Einsetzen von Gleichung (Gl. 5.18) zu:

$$V_m = \frac{\tan \theta + \sqrt{21,16 + \tan^2 \theta}}{10,58} \cdot f_{bt,cal} \cdot A \quad (\text{Gl. 5.19})$$

Den Ansatz für diagonales Druckversagen von Crisafulli, Carr und Park schrieben sie mit Gleichung (Gl. 5.18) ebenfalls um in:

$$V_m = \frac{2 \cdot d \cdot f_d}{3 \cdot h_u + 2 \cdot l_u \cdot \tan \theta} \cdot A \quad (\text{Gl. 5.20})$$

Den zweiten Aspekt V_f ihrer FRP-Bewehrung formulierten sie zu:

$$V_f = \sum_{i=1}^n A_i \cdot f_i = \tau \cdot (2 \cdot D + t_m) \cdot \sum_{i=1}^n L_i \quad (\text{Gl. 5.21})$$

wobei n die Anzahl ihrer horizontalen Verstärkungsstäbe, die den diagonalen Riss mit ihren einzelnen effektiven Verbundlängen L_i überbrücken und D und t_m die Höhe und Breite der Einbindung in die Mörtelfugen sind. Dieses Konzept der einzelnen Verbundlängen lässt sich prinzipiell auch für horizontale Einzelfasern oder Streifen anwenden.

Santa-Maria et al. [187] (2006) bedienten sich für die Berechnung der Schubtragfähigkeit ihrer Wände des Ansatzes eines einfachen Freischnitts in einer der beobachteten Rissdiagonalen. Sie stellten die Gleichung auf:

$$V_{Rd} = V_m + T_f \cdot \cos \alpha \quad (\text{Gl. 5.22})$$

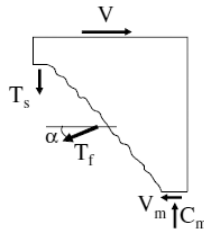


Abb. 5.4: Freischnitt im Riss unter Ansatz der Schnittkräfte aus [187]

Für seine Unbekannte T_f nahmen sie den maximalen Verbund der Verstärkung pro Längeneinheit mit $0,25 \text{ kN/mm}$ an. Ihre Ergebnisse aus den Versuchen weichen zwischen 5 und 62% von der Rechnung ab.

5.2 Bemessungsansätze der Literatur out-of-plane

Velazquez-Dimas et al. [243] (2000) leiteten basierend auf der Laminatplattentheorie (Ashton 1970) für die maximal aufnehmbare Flächenlast q_{ult} unter Plattenbiegung den Ansatz:

$$q_{ult} = 2,5 \cdot \frac{8 \cdot M}{b^2 \cdot a} \cdot \left(0,005 \cdot \frac{E_{\square}}{f_k} \cdot \rho_v \right)^{0,467} \quad (\text{Gl. 5.23})$$

mit a und b gleich den Seitenlängen der out-of-plane verstärkten Platte her.

Anhand ihrer Untersuchungen stellen sie zwei empirische Ansätze für die Durchbiegung auf. Der erste nimmt ein Maximum der Druckstrebenfestigkeit an und der zweite nimmt linear elastisches Delaminationsversagen der Faserverstärkung an. Aufgrund ihrer Beobachtungen empfehlen sie letzteres. Insbesondere die Berücksichtigung der Schlankheit h/t wird empfohlen, so dass sie für den gerissenen Zustand für die Durchbiegung folgende Umformulierung aufstellten:

$$f_{\text{def}} = \frac{6 \cdot M_{\text{cr}} \cdot h^2}{\left(\frac{h}{t}\right) \cdot E_m \cdot I_g} + \frac{2 \cdot (M - M_{\text{cr}}) \cdot h^2}{\left(\frac{h}{t}\right) \cdot E_m \cdot I_{\text{cr}}} \quad \text{mit } M_{\text{cr}} = \frac{2 \cdot f_r \cdot I_g}{t} \quad (\text{Gl. 5.24})$$

Wobei f_r die Rissfestigkeit und I_{cr} das Trägheitsmoment im gerissenen Zustand ist.

Hamilton und Dolan [98] (2001) gingen ähnlich wie Triantafyllou vor, indem sie ein Kräftegleichgewicht über den Querschnitt unter linearer Dehnungsverteilung bildeten. Da sie in ihren Versuchen mit Betonsteinen arbeiteten, nahmen sie für die maximale Betondruckdehnung $\epsilon_m = 3\text{‰}$ an. Die Biegetragfähigkeit ermittelten sie analog zu dem im Stahlbeton bekannten Verfahren über den Spannungsblock mit hier 85% der gemittelten Mauerwerksfestigkeit bei Bildung des Kräftegleichgewichts:

$$M_n = T_{\text{gu}} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Gl. 5.25})$$

und
$$a = \frac{T_{\text{gu}}}{0,85 \cdot f_k \cdot b} \quad (\text{Gl. 5.26})$$

Wobei T_{gu} die Tragkraft der Verstärkung darstellt.

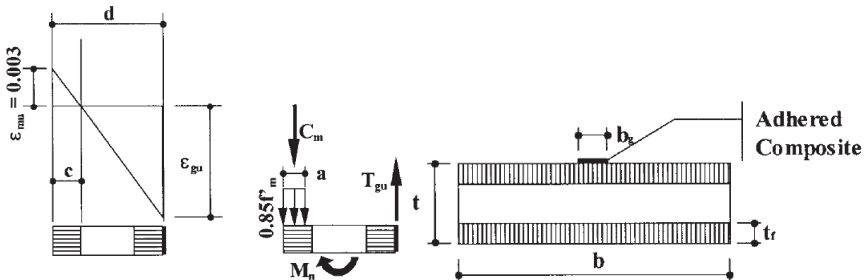


Abb. 5.5: Kräftegleichgewicht am Querschnitt aus [98]

Hamoush et al. [99] 2002 lehnten sich bei der Berechnung der Out-of-plane-Biegetragfähigkeit an Hamilton und Dolan an, wobei über die Dehnungen der Verstärkung vorgegangen wird. Aus der Annahme der maximalen Betondruckdehnungen $\varepsilon_m=3\%$ ermitteln sie ε_f wie folgt:

$$\varepsilon_f = 0,003 \cdot \frac{d-x}{x} \quad (\text{Gl. 5.27})$$

Für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit setzen sie die allgemein gültige Schubspannungsgleichung an:

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{I \cdot (B-b)} \quad (\text{Gl. 5.28})$$

Kuzik et al. [130] (2003) änderten für die Biegebemessung die vorhandenen Gleichungen für bewehrtes Mauerwerk nach Abbound et al. (1995) mit Regressionsgleichungen aus ihren Versuchen ab. Sie gingen davon aus, dass ihr Mauerwerk mit Stahl bewehrt ist und zusätzlich eine Faserverstärkung aufgebracht wird. Für die verschiedenen Bewehrungsgrade, die sie testeten, ermittelten sie eine Regressionsgleichung, mit der sie ihre Gleichung für das Rissmoment anpassten:

$$\text{Damit ist} \quad M_{cr} = \left(f_{bt} + \frac{N_{Rd}}{A_m} \right) \cdot \left[\left(\frac{2 \cdot I}{d} \right) \cdot (1 + 94,3 \cdot \rho_v) \right] \quad (\text{Gl. 5.29})$$

$$\text{mit} \quad \rho_v = \frac{A_f \cdot E_f}{A_m \cdot E_m} \quad (\text{Gl. 5.30})$$

Ihre Gleichung der maximalen Momententragfähigkeit $M_{o,u}$ besteht aus zwei Anteilen, dem Anteil aus der Stahlbewehrung und dem Anteil aus dem Verbundwerkstoff. Aus dem Kräftegleichgewicht ergibt sich:

$$M_{o,Rd} = A_s \cdot f_s \cdot \left(d_{s1} + \frac{a}{2} \right) + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,u} \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Gl. 5.31})$$

Dabei ist ihre Höhe des Spannungsblocks a nach Kaar et al. (1978) für die niedrige Mauerwerksdruckfestigkeit folgendermaßen zu berechnen:

$$a = \frac{p + A_s \cdot f_s + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,u}}{0,96 \cdot f_k \cdot b} \quad (\text{Gl. 5.32})$$

Hamed und Rabinovitch [97] (2011) erstellten ein 2-D Modell mit Mikrodiskretisierung der Mauersteine, des Mörtels, der Klebstoffschicht und der Faserverstärkung. Die Grundelemente des Mauerwerks wurden dafür als Timoshenkobalken modelliert. Insbesondere wurden die Versagensfälle Delamination und Fugenversagen berücksichtigt, so dass eine Bemessung für einachsige tragende Biegebalken erfolgen konnte.

Als Ergebnis ihrer Analysen kamen sie zu dem Schluss, dass durch statisch aufgebraachte Verformungen bei Biegeversuchen wesentlich höhere Durchbiegungen als bei realistischen dynamischen Schwingungsanregungen resultieren. Diese Aussage kann aufgrund der in dieser Arbeit in Kapitel 4 gemachten Beobachtungen bei dynamischen Biegeversuchen nur bestätigt werden. Aufgrund von Schädigungen und Änderungen des Frequenzverhaltens stößt ihre FE-Formulierung jedoch an ihre Grenzen.

Zusammenfassung

Im Hinblick auf die in der Literatur vorgeschlagenen Bemessungsmodelle erscheint vor allem die Trennung in unbewehrtes, unverstärktes Mauerwerk und als zweiter Anteil in die reine Verstärkung als sinnvoll. Dadurch ist es möglich, die internationalen Normen für Mauerwerk mit einem weiteren Ansatz zu kombinieren. Dies entspräche auch der Idee der Eurocodes. Da die Ansätze für den Verstärkungsanteil alle auf uniaxialen Streifen und steifen Klebungen basieren, sind diese für die in Kapitel 3 vorgeschlagenen Verstärkungen eq-grid und eq-top nicht sinngemäß. Ebenso scheint die Theorie der ebenbleibenden Querschnitte von Bernoulli anhand von Beobachtungen als nicht „richtig“, wenn sich bewusst die Fasern aus der Matrix oder dem Klebstoff herausziehen sollen, um die erhöhte Verformbarkeit zu gewährleisten. Des Weiteren wiesen Einschnürungseffekte der Druckzone bei klaffenden Querschnitten darauf hin, dass die Druckstrebe wesentlich kleinere Breiten aufwies, als in der Literatur angenommen.

5.3 Normen zur Bemessung von Faserverstärkungen

Da die deutschen Regelwerke nach Kenntnis des Autors noch keine relevanten Bemessungskonzepte für Faserverstärkungen an Mauerwerk zur Verfügung stellen, wird sich an dieser Stelle mit den internationalen Hilfsmitteln befasst. Dazu gehören im Besonderen die Schweizer Normen, eine italienische und eine amerikanische Richtlinie.

Mit der **“SIA 166: 2004 – Klebebewehrungen”** [206], einer Veröffentlichung der Schweizer Normen-Vereinigung, wurde erstmals ein Hilfsmittel für die nachträgliche Bemessung von Mauerwerk bereitgestellt. Das Vorwort sagt dazu:

„Ziel der Anwendung von Klebebewehrungen ist nicht in jedem Fall eine Verstärkung. Gleichwertige Ziele sind Duktilitätsverbesserung durch

- *Umschnürung von Druckgliedern zur Aktivierung mehraxialer Druckspannungszustände und*
- *Aufnahme von Querkzugspannungen und Schubkräften“*

Diese erweiterte Sichtweise ist vor allem für den Lastfall Erdbeben bei Mauerwerk von außerordentlicher Wichtigkeit, da es sich hier um ein sehr sprödes Material mit niedrigem Verhaltensfaktor handelt.

Bei der Berechnung von auf Biegung beanspruchtem Mauerwerk dürfen *„ die Berechnungsmethoden für Stahlbeton nach Norm SIA 262 und dieser Vornorm unter Beachtung der Werkstoffkenngrößen des Mauerwerks gemäß Norm SIA 266 sinngemäß angewendet werden.“*

Die erhöhten Belastungen des Mörtels bzw. der Mauersteine müssen bei der Bemessungssituation Erdbeben explizit nachgewiesen werden. Zur Tragsicherheit von verstärkten Scheiben hat die *„Klebebewehrung bei in ihrer Ebene beanspruchten Mauerwerksscheiben als primäres Ziel, deren Integrität auch bei hohen und/oder zyklischen Belastungen und großen Verformungen zu gewährleisten.“*

Hier ist bei der Bemessung auf Fachwerkmodelle bzw. Spannungsfelder zurückzugreifen. Durch die verschiedenen Ausnahmeregelungen und Grauzonen, die durch Formulierungen wie *„in der Regel, vorwiegend, sinngemäß“* entstehen, kann diese Norm auch auf neue Bewehrungsmethoden wie eq-top und eq-grid angewendet werden.

Die amerikanische Richtlinie **ACI 440.2R-02** [3] wurde für externe Faserverstärkungen, die auf Beton geklebt wurden, ausgelegt. Obwohl sie nur für Betonstrukturen gilt, soll sie hier dennoch erwähnt werden, da einige Analogien zu verstärktem

Mauerwerk gefunden werden können. Die Philosophie der Bemessung mit der Richtlinie für externe Faserverstärkung geht auf die Kapazitätsbemessung von Paulay/Priestley [165] zurück. Für die seismische Bemessung wird auch hier speziell auf die Fähigkeit der Energiedissipation und Verformbarkeit Wert gelegt. Für die Verstärkung auf Schub werden die Anteile aus Beton V_c , Stahl V_s und Faserverstärkung V_f getrennt aufsummiert:

$$V_{Rd} = V_c + V_s + \psi_f \cdot V_f \quad (\text{Gl. 5.33})$$

Wobei ψ_f ein Reduktionsfaktor der Faserbewehrung darstellt. Letzterer Anteil wird über die Zugspannungen der FRP-Bewehrung mit dem Kreuzungswinkel α über den Riss berechnet:

$$V_f = \frac{A_f \cdot f_f \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s_f} \quad (\text{Gl. 5.34})$$

Da der Verbund und die Verbundlänge je nach Geometrie und Betonqualität variieren, werden Verbundreduktionsfaktoren empfohlen, die in einer Gleichung aus der Betondruckfestigkeit nach Khalifa et al. (1998) ausgedrückt werden. Analog sollte dies auch für Mauerwerk durchgeführt werden, indem man den Verbund der Verstärkung über die Steindruckfestigkeit, Klebewirkung bzw. Mörtelwirkung und Steinart definiert.

Umfangreiche Hinweise für nachträgliche Faserverstärkungen an bestehenden Bauten gibt die italienische Richtlinie **CNR-DT 200/2004** [39], die auch für Mauerwerksgebäude gilt. Detailliert wird auf das Kippen von Fassadenteilen eingegangen, wenn die Anschlüsse zu orthogonalen Wänden nicht ausreichend sind. Die Bemessungshilfen für die Faserverbundwerkstoffe beziehen sich hier allerdings auf einzelne streifenartige Anschlüsse. Für horizontales Biegeversagen und Versagen senkrecht zur Lagerfuge wird im fest eingespannten Zustand bei Ausbildung eines Druckgewölbes eine maximale Querbelastung q in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit angegeben, wobei jene mit Faserverbundwerkstoffen erhöht werden kann. Der Ansatz für die FVW wird jedoch vermisst und soll später hergeleitet werden.

$$q = \frac{2 \cdot t^2}{l^2} \cdot f_{k,D} \quad (\text{Gl. 5.35})$$

Für den Beitrag der Schubfestigkeitserhöhung durch Faserverstärkungen (parallel zur Lagerfuge) wird folgende Formulierung verwendet:

$$V_f = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{0,6 \cdot d \cdot A_f \cdot f_f}{s_f} \quad (\text{Gl. 5.36})$$

Dabei ist A_f die Querschnittsfläche der Fasern, f_f die Festigkeit der Fasern, d der Abstand zwischen Druckzone und Faserlamelle und s_f der Streifenabstand.

5.4 Bemessung der Fasern und des Verbundes

Prinzipiell stellt sich die Frage, wie groß die Zugfestigkeit bei einem Textil in beliebiger Orientierung ist, um eine Berechnung durchführen zu können. Dabei spielen der Fasergehalt mit entsprechendem Fasergewicht pro Längeneinheit und die Konstruktionsart eine wichtige Rolle. Bei der Ausbildung eines Faserprodukts gehen die Webtechnik, Faserorientierung, Anzahl der Faserrichtungen und Verklebung der Kreuzungspunkte als Parameter ein. Bei orthogonal verwobenen Fasern, die in den Kreuzungspunkten flexibel verbunden sind, können beim Gewebe diagonal nur geringe Kräfte aufgenommen werden. Dies ist jedoch bei Einbettung in eine Matrix wie Putz oder Klebstoff nicht mehr der Fall, wenn die Fasern in einem festen Verbund gehalten werden. Dementsprechend besteht eine Diskrepanz zwischen Werten der Fasern ohne und mit Verbund. Im Weiteren werden zu Berechnungszwecken die Werte der Zugkräfte in Faserrichtung aus Untersuchungen der Fasern alleine und ohne Verbund verwendet. Für die rechnerische Ermittlung wird jedoch ein perfekter Verbund angenommen und je nach untersuchten Materialkomponenten wurden mit Daten der Zugversuche aus Kapitel 4.1.1 dafür Abminderungsfaktoren ermittelt. Dadurch wird auch der Wirkungsgrad des Verbunds ermittelt, der später in den Berechnungen angesetzt werden kann.

Da es unterschiedliche geometrische Beziehungen bei biaxialen, triaxialen und quadraxialen Textilien gibt, sollen für die in dieser Arbeit verwendeten Produkte entsprechende Gleichungen für den erst- und letztgenannten Fall aufgestellt werden. Unter Vernachlässigung der Schubspannungsanteile können die maximalen Hauptspannungen σ_1 und σ_2 mit dem zugehörigen Winkel θ für ein biaxiales und orthogonal ausgerichtetes Fasernetz folgendermaßen beschrieben werden:

$$\sigma_1 = \sigma_x \cdot \cos^2 \phi + \sigma_y \cdot \sin^2 \phi \quad (\text{Gl. 5.37})$$

$$\sigma_2 = \sigma_x \cdot \sin^2 \phi + \sigma_y \cdot \cos^2 \phi \quad (\text{Gl. 5.38})$$

Für das Ansetzen der entsprechenden Festigkeitswerte erhält man die Festigkeit in Richtung ϕ :

$$f_f^\phi = f_f^{90} \cdot \cos^2 \phi + f_f^0 \cdot \sin^2 \phi \quad (\text{Gl. 5.39})$$

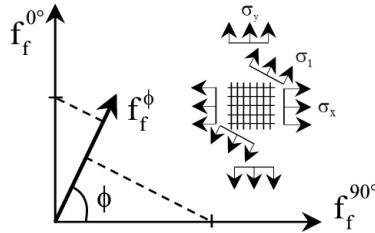


Abb. 5.6: Definition der Festigkeiten und Winkel eines biaxialen Gewebes bei beliebiger Spannungsorientierung

Analog lässt sich auch eine dritte Faserrichtung mit dem Orientierungswinkel θ durch einen zusätzlichen Anteil beschreiben.

$$f_f^\phi = f_f^{90} \cdot \cos^2 \phi + f_f^0 \cdot \sin^2 \phi + f_f^\theta \cdot \cos^2(\phi - \theta) \quad (\text{Gl. 5.40})$$

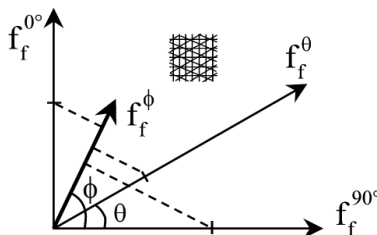


Abb. 5.7: Definition der Festigkeiten und Winkel eines quadraxialen Flächengebilde bei beliebiger Spannungsorientierung

Mit Gleichung 5.40 ist es nun möglich für die Zugversuche aus Kapitel 4.1.1 eine äquivalente Zugfestigkeit in Richtung der dort gewählten 90° zu ermitteln. Dabei ist $\phi = 0^\circ$ und $\theta = 30^\circ$. Somit ergibt sich der charakteristische Zugwiderstand:

$$f_f^{\phi=0} = f_f^{90} \cdot \cos^2 0 + f_f^0 \cdot \sin^2 0 + f_f^{30} \cdot \cos^2(0 - 30) = 2631,25 \text{ N/50mm}$$

Berücksichtigt man die doppelseitige Verstärkung auf einer Breite von ca. 112 mm, dann erhält man die berechnete Zugkraft $F_{\text{max,cal}}$:

$$F_{\text{max,cal}} = 2 \cdot b \cdot f_f^{\phi=0} = 2 \cdot 112 \text{ mm} \cdot 2631,25 \text{ N/50mm} = 11,78 \text{ kN}$$

Beim Vergleich mit den Versuchswerten der steif verklebten Körnungen liegt dieser Wert mit Differenzen von 3% und 6% sehr nah an den gemessenen Werten und passt sehr gut zu dem Versagensbild der steifen Glasfasern, die zu 100% ausgenutzt wurden. Ohne Oberflächenaufrauung wurden mittlere Abweichungen von 57% und bei Verwendung einer sehr weichen Verklebung mittlere Abweichungen von 37 % festgestellt. Da im Weiteren vor allem letzterer Fall relevant ist, kann die Faserfestigkeit nur zu ca. 62% ausgenutzt werden. Dies wird mit einem Wirkungsgradfaktor $\psi_f=0,62$ berücksichtigt. An dieser Stelle ist anzumerken, dass dieser Wert wahrscheinlich richtungsabhängig ist, da Belastungen in anderen Orientierungen zu geringen Schubspannungen der Mantelfläche der Fasern führt. Da dazu keine Untersuchungen stattfanden, wird im Folgenden vereinheitlicht der untere Wert 0,62 angenommen. Die Frage, ob multiaxiale Spannungszustände zu einer Reduzierung der Verbundfestigkeit führen könnten, kann ebenso nicht fundiert beantwortet werden, sollte aber zukünftig weiter verfolgt werden.

Tabelle 5.1: Vergleich der Versuchswerte aus Kap. 4.1.1 mit der Berechnung (Verwendung des Mörtels *Röfix V8*):

Nr.	Textil	Klebung	F_{\max} [kN]	$\Delta / F_{\max, \text{cal}}$	mittler Wirkungsgrad
Rechnung	-	-	11,78		-
Z1	T8300	Sika	11,73	-0,4 %	99,5 %
Z11	T8400-L	-	4,86	-59%	43,43%
Z22	T8400-L	-	4,79	-60%	
Z25	T8400-L	-	5,7	-52%	95,58%
Z15	T8400-L+KQb	hart	11,09	-6%	
Z20	T8400-L+KQb	hart	11,43	-3%	62,81%
Z18	T8400-L+KQb	weich	7,81	-34%	
Z23	T8400-L+KQb	weich	7,07	-40%	65,7%
Z24	T8400-L+KQb	weich	7,32	-38%	
Z19	T8400-L+KQe	weich	7,74	-34%	

Analog wurde auch für den Oberflächenverbund von eq-fiber mit verschiedenen Klebstoffen vorgegangen. Die theoretische maximale Last bei idealem Verbund beträgt 20,97 kN. Dieser Wert wurde jedoch experimentell nie erreicht. Die Wirkungsgrade schwankten zwischen 22 % und 53 %. Anhand des letzten Wertes, der bei Faserversagen beobachtet wurde (Z35), zeigt sich die Diskrepanz aus Experiment und Theorie, wenn eine weiche Verklebung vorlag.

$$F_{\max, \text{cal}} = 2 \cdot b \cdot f_f^{\phi=0} = 2 \cdot 112 \text{ mm} \cdot 4681,54 \text{ N/50mm} = 20,97 \text{ kN}$$

Tabelle 5.2: Wirkungsgrad von eq-top bei einer Verbundlänge von 12 cm bei unterschiedlichen Klebstoffen und Steinuntergründen

Nr.	Steinart	Klebung	F_{\max} [kN]	$\Delta / F_{\max, cal}$	mittler Wirkungsgrad
Rechnung	-	-	20,97	-	-
Z29	Kalksandstein	Curvalin 3627	4,70	-77,59 %	22 %
Z33	Kalksandstein	BMS 2	9,48	-54,79%	45 %
Z35	Ziegelstein	BMS 2	11,18	-46,69%	53 %

5.5 Bemessungsansätze zur Ermittlung der Traglast von verstärktem Mauerwerk in plane

Wie die angeführten Bemessungsansätze der Literatur für unverstärktes Mauerwerk zeigen, ist der Bruchmechanismus für die Bemessung entscheidend. Die maßgebenden Kriterien werden hier auch dem verstärkten Mauerwerk unterstellt. Daher wird je nach beobachtetem Versagensfall ein anderes Modell vorgeschlagen, das den physikalischen Bruchmechanismen mit ihrer Tragwirkung entsprechen soll. Da in den vorangegangenen experimentellen Untersuchungen an Wandscheiben speziell das horizontale Gleiten und diagonale Schubversagen auftrat, wird unterschieden in:

1. Gleiten
2. Diagonales Schubversagen der Fuge (treppenartiger Riss)
3. Diagonales Schubversagen des Steins (geradliniger Riss)

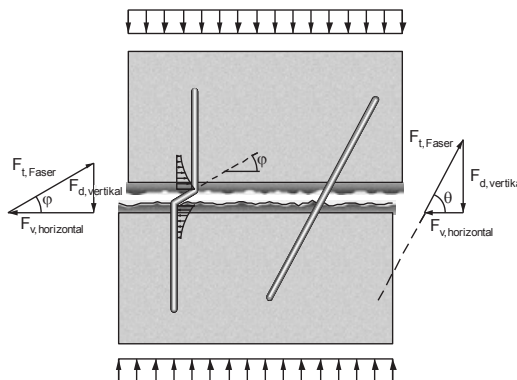


Abb. 5.8: Tragwirkung verschiedener Faserorientierungen einer horizontalen Mörtelfuge beim Abscheren

Der **Ansatz 1** wird definiert für Mauerwerk unter reiner Schubbelastung und horizontalem Abgleiten. Nach Abbildung 5.8 werden dann nur diagonale Fasern im Winkel θ zur Horizontalen direkt aktiviert und zur Berechnung der maximalen Tragfähigkeit angesetzt. Orthogonale Fasern, die nach kleinen Verschiebungen bei Umlenkungen ebenso Zugkräfte abtragen können, werden meist erst später beim Nachbruchverhalten aktiviert und werden hier deshalb nicht mitberücksichtigt. Beobachtungen, dass das Lastmaximum mit dem ersten sichtbaren Riss korreliert, fundieren den Schritt, umgelenkte und vertikal verlaufende Fasern nicht anzusetzen. Des Weiteren wird angenommen, dass der Schubriss nur eine Mörtelfuge durchzieht und daher Fasern mit Orientierung im Winkel von 90° nicht berücksichtigt werden. Im Falle des Schubversagens eines indischen Gebäudes (siehe Kapitel 4.2.3) über drei horizontale Fugen könnte man zweckmäßigerweise über die Höhe des Schubereichs auch die horizontale Faserkomponente ansetzen. Auf der konservativen Seite liegend wird dies hier vereinfachend nicht berücksichtigt. Da dieser Ansatz für biaxial (nur Fasern in 90° und 0°) verstärktes Mauerwerk nicht zweckmäßig erscheint, werden dazu 3 weitere Unterscheidungen getroffen, die unter anderem auch auf empirischen Materialparametern der 3-Stein-Schubversuche aufbauen.

a) Die Tragfähigkeit ermittelt sich analog nach ACI 440 [3] aus dem Anteil des unverstärkten Mauerwerks V_m und dem Anteil der diagonalen Fasern V_f mit dem Unterschied, dass ein Reduktionsbeiwert ψ_f , der den Ausnutzungsgrad der Zugfestigkeit der Fasern beschreibt, eingeführt wird. Der Ausnutzungsgrad ist dabei abhängig von der Versagensart der Verstärkung. Bei Faserversagen gilt $\psi_f^0=1$ beziehungsweise hier die ermittelten Wirkungsgrade des Verbundes.

$$V_{Rk} = V_m + \psi_f^0 \cdot T_f^0 \cdot \cos \theta \quad (\text{Gl. 5.41})$$

$$\text{mit } V_m = 1 \cdot t \cdot (f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_v) = 1 \cdot t \cdot \left(f_{vk0} + \mu \cdot \frac{N_{ed}}{A} \right) \quad (\text{Gl. 5.42})$$

$$\text{und } T_f^0 = n \cdot f_f^0 \cdot l_{netto} \cdot \sin \theta \quad (\text{Gl. 5.43})$$

Dabei ist f_f^0 die längenäquivalente Festigkeit [N/cm] der Fasern in der Orientierung von θ (Definition siehe Abbildung 5.8) und l_{netto} der Abschnitt, den die Fasern mit ausreichender Endverankerung kreuzen. Der Faktor n beschreibt die einseitige bzw. doppelseitige Verstärkung

b) Für die zweite Betrachtung wird die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} modifiziert, so dass daraus eine neue globale Mauerwerksfestigkeit inklusive der Effekte aus der Faserverstärkung ermittelt wird. Für bestehende Berechnungsprogramme ließe sich dadurch eine Faserverstärkung vereinfacht berücksichtigen.

Für den Mohr Coulomb'schen Schubansatz $\tau=c+\mu\cdot\sigma$ wird der konstante Anteil c so interpretiert, dass er aus der Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} und dem horizontalen Anteil der schrägen Faserzugkraft, bezogen auf die Mörtelfugenfläche, besteht. Die Reibungsspannung wird so angenommen, dass sie wie allgemein üblich aus der globalen Normalspannung infolge Auflast und einer neuen zusätzlichen vertikalen Spannungskomponenten, infolge der schrägen Faserkomponenten in vertikaler Richtung, besteht. Diese zusätzliche Annahme macht physikalisch daher Sinn, weil eine gerissene Mörtelfuge durch die diagonalen Fasern nach einer horizontalen und infinitesimalen Abscherung in vertikaler Richtung verspannt wird. Die neue modifizierte Schubfestigkeit ergibt sich dann aus der Formulierung:

$$f_{vk}^{\text{mod}} = \left(f_{vk0} + \frac{\psi_f^\theta \cdot T_f^\theta \cdot \cos \theta}{l \cdot t} \right) + \mu \left(\kappa_{eq} \cdot \sigma_v + \frac{\psi_f^\theta \cdot T_f^\theta \cdot \sin \theta}{l \cdot t} \right) \quad (\text{Gl. 5.44})$$

Wobei T_f^θ nach Gl. 5.43 ermittelt wird und κ_{eq} ein Beiwert zur Reduzierung der vertikalen Erdbeschleunigung g darstellt. Wie in Kapitel 4.2.3 beobachtet, wird dadurch die vertikale Spannung infolge Eigengewicht um den Wert der maximalen Beschleunigungskomponente in senkrechter Richtung reduziert.

$$\kappa_{eq} = 1 - a_{g,\text{max}} [g] \quad (\text{Gl. 5.45})$$

Die maximale Schubtragfähigkeit V_{Rk} ergibt sich dann aus:

$$V_{Rk} = f_{vk}^{\text{mod}} \cdot l \cdot t \quad (\text{Gl. 5.46})$$

c) Eine weitere Möglichkeit ist die Modifizierung der Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} anhand empirisch ermittelter Werte aus Schubversuchen. Diese Methode soll als Sonderfall speziell für biaxiale Verstärkungen betrachtet werden, da die beiden zuvor erwähnten Varianten bei fehlenden Diagonalfasern nicht praktikabel sind. Vor allem die Interaktion der indirekten schrägen Komponenten aus dem Gewebe-Klebstoffverbund mit den Umlenkungen der vertikalen Fasern ist anhand der vorliegenden Daten für eine analytische Abschätzung nur unzureichend erklärbar. Die verstärkende steife Schale (entweder Putz-, Mörtel- oder dicke Klebstoffschicht) wird durch ihre rissichernde Faserverstärkung als Schubverdübelung an-

gesetzt. Aus den 3-Stein-Schubversuchen von Kapitel 4.1.2 wird aus der unverstärkten Probe und den verstärkten Versuchskörpern ein Zusatzanteil zur Modifizierung der Anfangsscherfestigkeiten ermittelt:

$$f_{vk0}^+ = \left(\frac{F_{\text{schub,max}}}{A_{\text{Versuch}}} \cdot f_{vk0} - \mu_{\text{prior}} \cdot \sigma_v \right) \cdot \frac{t_{\text{versuch}}}{t} \cdot \frac{1}{n} \quad (\text{Gl. 5.47})$$

Dabei ist $F_{\text{schub,max}}$ die maximal gemessene Schubkraft des Versuchs, A_{Versuch} die Fläche der beiden Mörtelfugen, t_{versuch} die Breite der Mörtelfuge und f_{vk0} die Anfangsscherfestigkeit des unverstärkten Referenzkörpers (S1). Durch Addition des Zusatzanteils erhält man dann die modifizierte Anfangsscherfestigkeit:

$$f_{vk0}^{\text{mod}} = f_{vk0} + f_{vk0}^+ \cdot n \quad (\text{Gl. 5.48})$$

In folgender Tabelle wurden für die Klebstoffe *Curvalin 3627 HV* und *BMS 4* die Zusatzanteile der Anfangsscherfestigkeit ermittelt, um diese später für die Berechnung der Tragfähigkeit von Wandversuchen ansetzen zu können.

Tabelle 5.3: Zusatzanteile der Anfangsscherfestigkeit verschiedener Experimente

Versuch	Klebstoff	$F_{\text{Schub,max}}$ [kN]	f_{v0k}^+ [N/mm ²]	Mittelwerte
S22	Curvalin 3627 HV	31,46	0,343	0,42 N/mm ²
S24	BMS 2	34,69	0,399	
S25	BMS 2	35,71	0,416	
S31	BMS 4	37,62	0,449	

Der **Ansatz 2** wird definiert für Mauerwerk unter reiner Schubbelastung und treppenartigem Schubversagen. Das Versagen beschränkt sich hier auf das Fugenversagen. Im Modell des Freischnitts nach Abbildung 5.8 übertragen über die Stoßfugen sowohl die horizontalen als auch die diagonalen Fasern. Auf den horizontalen Fugen werden analog zum Ansatz 1 nur die diagonalen Fasern im Winkel θ zur Horizontalen direkt aktiviert und zur Berechnung der maximalen Tragfähigkeit angesetzt. Die vertikalen Fasern werden nicht mitberücksichtigt, da diese erst im Nachbruchbereich aktiviert werden.

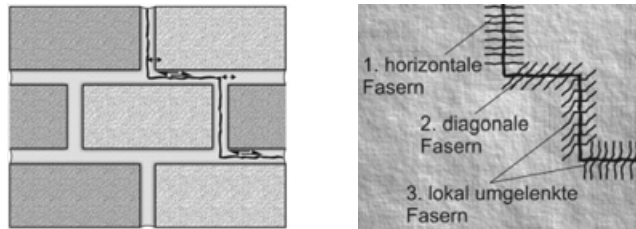


Abb. 5.9: Maßgebende Fasern nach einem treppenförmigen Riss

Wie zuvor werden wieder die drei Unterscheidungen der Berechnungsmethoden für diesen Ansatz getroffen und dazu die entsprechenden Gleichungen formuliert. Im Unterschied zum vorigen Fall ist hier die Bezugslänge auf der die Fasern wirken nicht bekannt, denn bei diesem Versagensfall werden zusätzlich ein Steinversagen der Ecken und Wandmitte sowie in Abhängigkeit vom Steinverband verschiedene geneigte Risse beobachtet, so dass die Bezugslänge der horizontalen Fläche verringert wird. Daher stehen die folgenden Gleichungen in Abhängigkeit des Bruchwinkels φ , der zur Vertikalen definiert wird (siehe Abbildung 5.10):

a) Gleichung 5.41 wird um den Ansatz aus der horizontalen Bewehrung mit entsprechendem Reduktionsfaktor erweitert und auf eine neue Länge l_{cal} bezogen.

$$V_{\text{Rk}} = V_{\text{m}} + n \cdot \psi_{\text{f}}^{\theta} \cdot T_{\text{f}}^{\theta} \cdot \cos \theta + n \cdot \psi_{\text{f}}^{90} \cdot T_{\text{f}}^{90} \quad (\text{Gl. 5.49})$$

Die neue Bezugslänge wird unter Annahme gerissener Bereiche entsprechend dem Bruchwinkel φ verkürzt, so dass sich der rechnerisch tragfähige Anteil auf die Länge l_{cal} bezieht.

$$l_{\text{cal}} = h_{\text{r}} \cdot \tan \varphi \Leftrightarrow \varphi = \tan^{-1}(l_{\text{cal}} / h_{\text{r}}) \quad (\text{Gl. 5.50})$$

Der Anteil der Schubtragfähigkeit des unverstärkten Mauerwerks berechnet sich aus:

$$V_{\text{m}} = l_{\text{cal}} \cdot t \cdot (f_{\text{vk0}} + \mu \cdot \sigma_{\text{v}}) \quad (\text{Gl. 5.51})$$

Während die Zugkraft der horizontalen Fasern über der Höhe h_{r} wirkt,

$$T_{\text{f}}^{90} = f_{\text{f}}^{90} \cdot h_{\text{r}} \quad (\text{Gl. 5.52})$$

wird für die diagonalen Fasern ein zusätzlicher geometrischer Beiwert erforderlich.

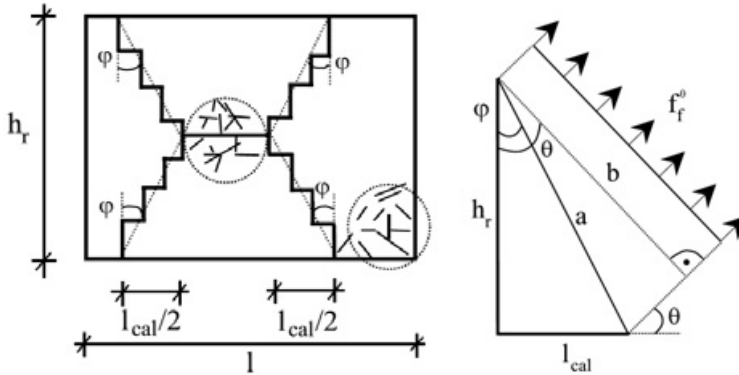


Abb. 5.10: Geometrie der Bruchbereiche und der Bereiche des Lastabtrags

Da es im Ergebnis zu keinem Unterschied kommt, ob die diagonalen Fasern getrennt auf die Stoß- und Lagerfugen oder nur auf die geradlinige Verbindung von Bruchanfang bis zum -ende bezogen werden, kann mit der Verbindungslinie a gerechnet werden. Mit $a \cdot \cos \varphi = h_r$ kann die Bezugslänge b , auf der die diagonalen Fasern wirken mit:

$$b = h_r \cdot \frac{\cos|\theta - \varphi|}{\cos \varphi} \quad \text{für } \theta \geq \varphi \text{ und } \theta < \varphi \quad (\text{Gl. 5.53})$$

berechnet werden. Damit ergibt sich der neue Anteil:

$$T_f^\theta = f_f^\theta \cdot h_r \cdot \frac{\cos|\theta - \varphi|}{\cos \varphi} \quad (\text{Gl. 5.54})$$

Aus dem rechnerischen Ansatz für die Diagonalkomponente kann man Schlussfolgerungen im Hinblick auf einen optimalen Faserwinkel θ treffen. Für kleine Bruchwinkel φ , die bei langen schlanken Wänden erwartet werden können, liegt das Optimum geringer als 30° und in der Spanne von 10° - 20° . Bei gedrungeneren Wänden, wie sie im Einfamilienhaus eher anzutreffen sind, liegen die optimalen Faserneigungen ca. zwischen 25° und 40° .

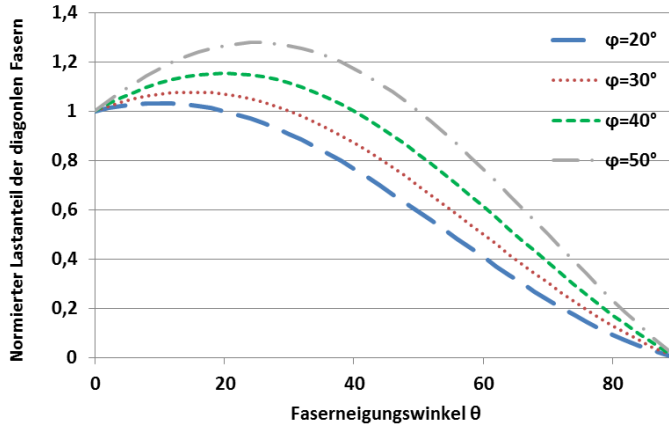


Abb 5.11: Normierter Lastanteil der diagonalen Fasern in Abhängigkeit vom Neigungswinkel und dem Risswinkel φ

b) Für die zweite Bemessungsmöglichkeit wird wieder der Anteil der Schubverstärkung über der horizontalen Mörtelfuge in eine modifizierte Schubfestigkeit umgerechnet, wobei der Beitrag der vertikalen Spannungserhöhung durch den Verpressungseffekt der diagonalen Fasern mitberücksichtigt wird. Durch die Verkürzung der horizontalen Lagerfuge und den dementsprechenden Bruchwinkel φ ergibt sich der Schubwiderstand:

$$V_{Rk} = f_{vk}^{\text{mod}} \cdot l_{\text{cal}} \cdot t + n \cdot \psi_f^{90} \cdot T_f^{90} \quad (\text{Gl. 5.55})$$

$$f_{vk}^{\text{mod}} = \left(f_{vk0} + \frac{n \cdot \psi_f^\theta \cdot T_f^\theta \cdot \cos \theta}{l_{\text{cal}} \cdot t} \right) + \mu \left(\kappa_{\text{eq}} \cdot \sigma_v + \frac{n \cdot \psi_f^\theta \cdot T_f^\theta \cdot \sin \theta}{l_{\text{cal}} \cdot t} \right) \quad (\text{Gl. 5.56})$$

Wobei T_f^θ nach (Gl. 5.54), T_f^{90} nach (Gl. 5.52) und l_{cal} nach (Gl. 5.50) berechnet werden.

c) Die dritte Unterscheidung wird wie zuvor auf Basis experimenteller Untersuchungen gemacht, indem aus Schubversuchen die Anfangsscherfestigkeit f_{vk0}^{mod} nach (Gl. 5.48) modifiziert und für die horizontalen Fugen angesetzt wird. Zusammen mit dem Anteil aus horizontalen Fasern ergibt sich dann:

$$V_{Rk} = f_{vk}^{\text{mod}} \cdot l_{\text{cal}} \cdot t + n \cdot \psi_f^{90} \cdot T_f^{90} \quad \text{mit } T_f^{90} \text{ nach (Gl. 5.52)} \quad (\text{Gl. 5.57})$$

Der **Ansatz 3** wird definiert für Mauerwerk unter reiner Schubbelastung und geradlinigem Steinzugversagen. Das Versagen unterscheidet sich zu dem vorherigen Fall insoweit, dass die vertikale Haltekraft der horizontalen Lagerfugen entfällt, die im Falle der Treppenwirkung zur vertikalen Stabilität maßgebend beiträgt. Das bedeutet: Nach einem Riss wird die vertikale Last durch den Reibungswiderstand des Risses und einer Aufstandskraft an der Ecke abgetragen, wobei letzteres zu vernachlässigen ist, denn die Spitze bricht im Allgemeinen ab. Da es sich im unverstärkten Zustand um ein sprödes Versagen unter geringer Dehnung handelt, wird für die unverstärkten Wände die gesamte Wandlänge ohne Reduzierung infolge des Risswinkels φ berücksichtigt.

Es wird hier auf das Modell von Magenes und Calvi [139] zurückgegriffen, das sich wiederum auf Mann/Müller bezieht und in Gleichung 5.8 beschrieben wurde. Da es auf dem Ansatz der Steinzugfestigkeit basiert, kann man die Steinzugfestigkeit rechnerisch um den über die Wanddicke verschmierten Betrag der zusätzlichen Faserverstärkung erhöhen und die Gleichung 5.8 erweitern. Dies erscheint gerechtfertigt, da bei der Versuchswand 4 gleichzeitig das Versagen des Steins und der Fasern beobachtet wurde. Alternativ wäre der Ansatz von Turnsek [237] möglich, der anhand von Versuchsergebnissen von Modellwänden eine neue globale Zugfestigkeit ermittelte.

Für das Steinversagen wird an diese Stelle wie zuvor der Bruchwinkel φ eingeführt, um die genaue Einwirkungsrichtung der Fasern anzugeben. Die Steinzugfestigkeit wird in diesem Fall mit den zu dem Riss orthogonal stehenden Kraftanteilen der Fasern in Abhängigkeit vom Bruchwinkel erhöht. Somit ergibt sich unter Berücksichtigung von (Gl. 5.40):

$$f_{bt,cal}^{mod} = f_{bt} + n \cdot \left(\frac{f_f^{90}}{t} \cdot \cos^2 \varphi + \frac{f_f^0}{t} \cdot \sin^2 \varphi + \frac{f_f^\theta}{t} \cdot \cos^2 |\varphi - \theta| \right) \quad (Gl. 5.58)$$

$$V_{Rk} = \frac{f_{bt,cal}^{mod} \cdot l \cdot t}{2,3 \cdot (1 + \alpha_v)} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_{Rd}}{f_{bt,cal}^{mod} \cdot l \cdot t}} \quad (Gl. 5.59)$$

Der Beiwert α_v ist dabei das Schubverhältnis von h_0/l (siehe Abbildung 2.16). Bei der folgenden Berechnung ist der Ausdruck für die gedrungenen Wände $(1 + \alpha_v) = 1,5$. Da im Voraus der Versagensmechanismus nicht bekannt ist, muss man die Traglast für alle Ansätze 1 bis 3 ermitteln. Maßgebend ist dann der Minimalwert. Im Folgenden sollen die Ansätze anhand der Wandversuche aus Kapitel 4.1.3 überprüft und eingeschätzt werden. Dazu wurden die Materialparameter aus den vorherigen Kapiteln und die entsprechenden Wirkungsgrade der verschiedenen Verstär-

kungen verwendet. Die Berechnungen der unverstärkten Wände erfolgten nicht mit der rechnerischen Länge l_{cal} , da die Lastmaxima immer bei der ersten Rissentwicklung beobachtet wurden.

Tabelle 5.4: Berechnung der Traglast verschiedener Wände mit unterschiedlichen Ansätzen

Nr.	φ	Ansatz 1b	Ansatz 1c	Ansatz 2a	Ansatz 2b	Ansatz 2c	Ansatz 3
W3	20°	198,2		198,2	198,2		120,1
W4	30°	218,6		320,1	185,3		160,4
W5	45°	146,2		146,2	146,2		314,4
W6	45°	313,8		350,3	255,9		314,4
W7	40°	218,1		297,6	196,7		315,1
W8	45°	313,8		350,3	255,9		314,4
W9	45°	-	308,7	253,9	243,6	354,1	149,5
W10	45°	-	256,7	201,9	191,6	302,1	304,8
W12	45°	-	256,7	201,9	191,6	302,1	304,8
W13	45°	-	282,7	212,7	239	328,1	304,8

Es zeigte sich, dass die Ermittlung der minimalen Traglast aus den Ansätzen 2b und 3 zu plausiblen Ergebnissen führte. Die größten Abweichungen von Experiment und Berechnung entstand bei dem unverstärkten Referenzkörper aus Kalksandstein mit 17,5 %. Insgesamt lagen die mittleren Abweichungen bei 7,25 % und sind somit in einem vertretbaren Rahmen.

Tabelle 5.5: Vergleich der Traglastberechnung mit den Ansätzen 2b und 3

Nr.	F_{max} [kN]	Ansatz 2b	Ansatz 3	$F_{\text{max, cal}}$ [kN]	Δ zu F_{max}
W3	132,27	198,2	120,1	120,1	-9,2 %
W4	175,7	185,3	160,4	160,4	-8,7 %
W5	177,28	146,2	314,4	146,2	-17,5 %
W6	258,6	255,9	314,4	255,9	-1,04 %
W7	195,22	196,7	315,1	196,7	+0,75 %
W8	268,46	255,9	314,4	255,9	-4,67 %
W9	139,93	243,6	149,5	149,5	+6,8 %
W10	212,16	191,6	304,8	191,6	-9,6 %
W12	214,8	191,6	304,8	191,6	-10,8 %
W13	230,9	239	304,8	239	+3,5%

5.6 Bemessung von faserverstärktem Mauerwerk – out-of-plane

Für die Bemessung von aus der Ebene belastetem Mauerwerk müssen wie bei der Schubbemessung verschiedene Randbedingungen beachtet werden. Zum einen spielen dabei die Geometrie, die Wandarten und die Lagerbedingungen eine entscheidende Rolle. Da theoretisch auch alle möglichen dreidimensionalen Lagerbedingungen berücksichtigt werden müssten, wird sich nur auf die uniaxiale Biegung beschränkt.

Im Folgenden werden wieder verschiedene Unterscheidungen (siehe Abbildung 5.12) getroffen und entsprechende Bemessungshilfen hergeleitet, die die jeweiligen beobachteten Versagensmechanismen berücksichtigen sollen. Aufgrund der spezifischen Unterschiede, die der Mörtelverband mit sich bringt, wird als erste prinzipielle Unterscheidung die Tragrichtung berücksichtigt und sowohl für die vertikale Biegeachse als auch für die horizontale Biegeachse unterschieden.

Wie in Abbildung 5.12 zu sehen, handelt es sich im ersten Fall um eine durchgehende Mauerwerkswand mit Querwänden, wie zum Beispiel an einer Fassadenfläche. Hier sind die Biegung eines schlanken Bauteils als auch die Separation der rückverankernden Querwände von Relevanz, wobei Letzteres später diskutiert wird. Im zweiten Fall wird eine Wand mit starren Auflagern betrachtet, wie es bei ausfachendem Mauerwerk der Fall sein kann. Durch die horizontale Verspannung der Wand zwischen den Auflagern, wird hier zur Ermittlung des Biegewiderstandes auch die Rückstellwirkung der Wand in Rechnung gestellt, die sich infolge eines Druckbogens innerhalb der Wandebene ausbilden kann. Im dritten Fall des flexiblen Auflagers wird im Vergleich zum vorherigen Szenario nur die Druckgewölbewirkung und Normalkraft in der Wand vernachlässigt. Dieser Fall des verschieblichen Auflagers ist vor allem für eine Gebäudeecke relevant, wenn die Querwand keine ausreichende Steifigkeit, ebenfalls aus ihrer Wandebene, besitzt. Steinbach [209] zeigte klar, dass die Steifigkeit in horizontaler Richtung sehr niedrig einzuschätzen ist. Für die folgenden drei Fallunterscheidungen wurde die Bemessungsstrategie so gewählt, dass mehrere Tragfähigkeitsanteile einzeln ermittelt und entsprechend den Randbedingungen kombiniert werden können.

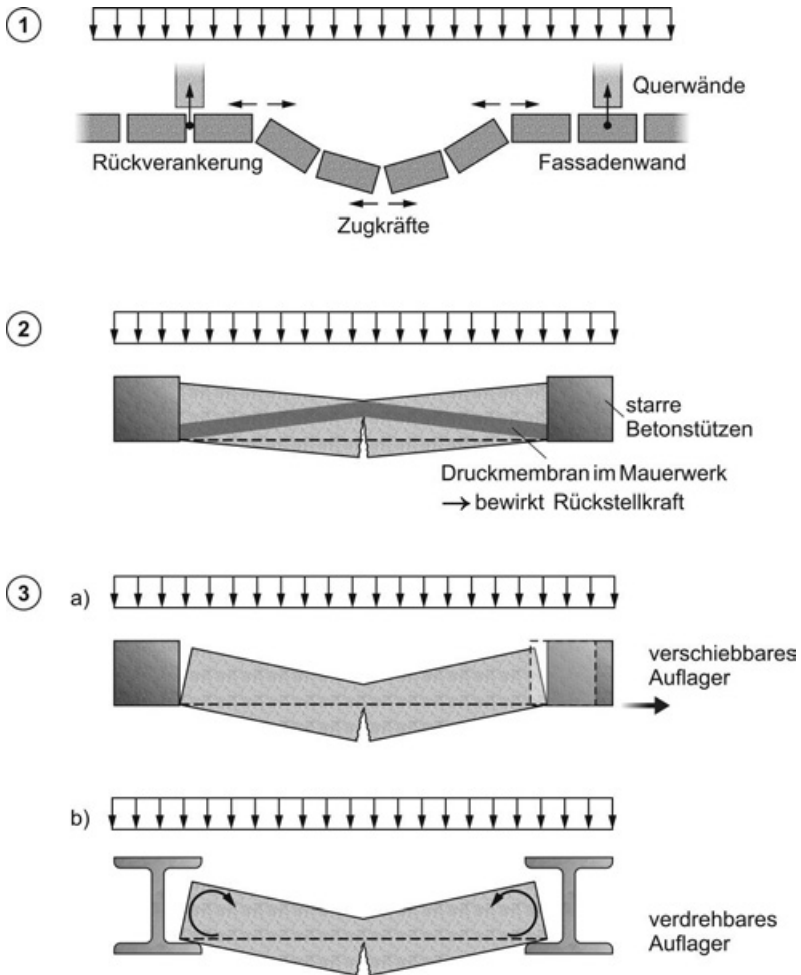
Biegung parallel zur Lagerfuge:

Abb 5.12: Randbedingungen für out-of-plane belastete Wände in Richtung parallel zur Lagerfuge

Fall 1

Da es sich an Fassadenflächen mit Querwänden oft um sehr weit gespannte Bauteile handelt, ist dieser Fall insbesondere für schlanke Biegeiwände vorgesehen. Es wird daher die Druckgewölbewirkung nicht angesetzt.

Mit Hilfe der Veranschaulichung der Biegemomente bei einer Diskretisierung auf Steingröße eines Biegeausschnitts mit Stein- oder Torsionsversagen der Lagerfuge,

wird die Tragfähigkeit des unbewehrten Mauerwerks angesetzt. Das hier angesetzte Modell basiert auf der Annahme konstanter Spannungsverteilung über die Steinhöhe. Bei Steinbach [209] wurde dieser Ansatz für unbewehrtes Mauerwerk modifiziert, jedoch erscheint dies für den Fall mit einer Faserverstärkung, die den wellenartigen Kraftfluss über den Steinverband durch die flächige Zugverstärkung wieder homogenisiert als nicht notwendig. In Abhängigkeit der Steinzugfestigkeit und der Torsionsschubfestigkeit der Mörtelfuge wird der Biege­widerstand für das unbewehrte Mauerwerk in horizontaler Richtung ermittelt. Da es für die Torsionsschubfestigkeit keine allgemein normierten Werte gibt, wird hier auf Basis der Versuchsergebnisse in Kapitel 4.3.1 die Torsionsschubfestigkeit mit der Schubfestigkeit gleichgesetzt. Dadurch ist auch gleichzeitig eine Abhängigkeit infolge der Vertikal­last gegeben, wenn der Ansatz nach *Mohr-Coulomb* verwendet wird.

Die Versagensfälle Lagerfugenversagen und Steinversagen bewirken, dass sich der Kraftfluss durch die Momenteneinwirkung von zwei Steinen links auf einen Stein rechts verdoppelt (siehe Abbildung 5.13).

Im Fall a) des **Steinzugversagens** lässt sich die resultierende maximale Steinspannung am Bruchufer mit $f_{bt} = 2 \cdot \sigma_x$ beschreiben. Da allgemein gilt:

$$\sigma_x = \frac{m_x}{W} = \frac{m_x \cdot 6}{t^2} \tag{Gl. 5.60}$$

erhält man durch Einsetzen der Steinzugfestigkeit $\sigma_x = f_{bt} / 2$ in Gleichung 5.60 das maximale bezogene Widerstandsmoment m_{Rd}^{Stein} :

$$m_{Rd}^{Stein} = m_x = \frac{f_{bt} \cdot t^2}{12} \tag{Gl. 5.61}$$

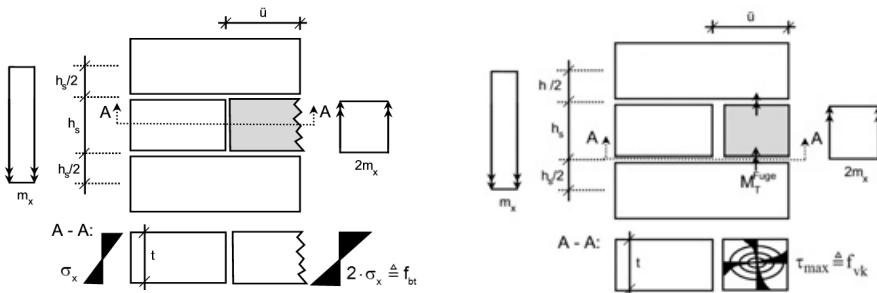


Abb. 5.13: Ermittlung der Biegemomente in horizontaler Richtung für Steinzugversagen a) und Lagerfugentorsion b) nach Anlehnung an [114]

Das Steinversagen gilt allgemein als ein sehr sprödes Verhalten. Es ist somit nicht klar, ob für eine steife Verstärkung der Maximalwert der Tragfähigkeit mit dem gleichzeitigen Versagen der Verstärkung und dem Steinzugversagen zusammenfällt. Da in dieser Arbeit weichere Verstärkungen ohne Epoxidharzklebung vorliegen und in den vorangegangenen Biegeversuchen beobachtet wurde, dass der erste Riss nicht mit dem maximalen Biegemoment korreliert, wird hier m_{Rd} nur für die Berechnung des Rissmoments im unverstärkten Zustand benötigt. Zur Berechnung der Tragfähigkeit bei Faserverstärkung wird daher der klaffende Querschnitt betrachtet und die Steinzugfestigkeit mit null angesetzt. Des Weiteren führt die Tatsache, dass das Lastmaximum nicht bei „Ebenbleiben der Querschnitte“ beobachtet wurde dazu, dass das maximale Biegemoment nicht über die Grenzdehnungen ermittelt werden kann, sondern eine andere empirische Methode verwendet werden muss. Die maximale Tragwirkung entwickelte sich über das Kräftegleichgewicht der Zugspannung in der Verstärkung und den Druckspannungen im Außensteg oder Außenbereich der Steine bei einer Druckzonenhöhe von ca. 1,5 cm. Für die Berechnung ist demnach die Traglast erreicht, wenn entweder die Fasern bzw. deren Verbund versagen oder wenn die Druckzone wegbricht. Letzteres wurde nur im Fall von Ziegelsteinen festgestellt, wo die Druckzone im Außensteg versagte. Es wird vorgeschlagen, zuerst über das Momentengleichgewicht im Mittelpunkt des Außenstegs bzw. Außenbereichs mit der Zugkraft der Verstärkung und dem inneren Hebelarm die Tragfähigkeit infolge der Verstärkung zu berechnen. Anschließend soll die Druckzonentragfähigkeit überprüft werden, indem die netto Steindruckfestigkeit über einer konstanten Druckzonenhöhe von 1,5 cm angenommen wird. Diese Annahme wird damit gerechtfertigt, dass bei allen Versuchen bei großer Rissöffnung die gleiche Druckzonenhöhe gemessen wurde. Der Ansatz der netto Steindruckfestigkeit macht deshalb Sinn, da im Randbereich keine Hohlstellen vorhanden sind und sich der Rotationspunkt beim Steinzugversagen im Stein befindet. Beim Vorhandensein von Stoßfugen wäre die Teilung von 50% netto Steifigkeit und 50% Mörteldruckfestigkeit eine sinnvolle Erweiterung. Dabei wird angenommen, dass die äußere Putzschicht der Druckzone nicht mitträgt, wenn es sich zum Beispiel um einen weichen Gipsputz mit niedriger Druckfestigkeit handelt. Das maximale Tragmoment infolge Faser bzw. Verbundversagen ergibt sich dann zu:

$$m_{Rd}^{Faser} = (t + t_p - 0,5 \cdot a) \cdot (\psi_f^{90} \cdot f_f^{90} + \psi_f^0 \cdot f_f^0 \cdot \cos^2 \theta) \quad (\text{Gl. 5.62})$$

Mit t_p als Putz bzw. Mörteldicke zwischen Faser und Stein und der Druckzonenhöhe $a=1,5$ cm. Der Vergleichswert zur Überprüfung der Druckfestigkeit ergibt sich dann analog unter Verwendung der Steindruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge $f_{b,II}$:

$$m_{Rd}^{Druck} = (t + t_p - 0,5 \cdot a) \cdot a \cdot f_{b,II} \quad (\text{Gl. 5.63})$$

Das Bemessungsmoment m_{Rd} berechnet sich dann aus dem Minimum der beiden Werte:

$$m_{Rd} = \min(m_{Rd}^{Druck}; m_{Rd}^{Faser}) \quad (\text{Gl. 5.64})$$

Tabelle 5.6: Berechnung des Biegewiderstands verschiedener Versuchskörper aus Kapitel 4.3.1

Nr.	M_{Versuch} [kNm]	m_{Rd}^{Faser} [kNm]	m_{Rd}^{Druck} [kNm]	m_{Rd}^{Stein} [kNm]	$M_{Rd,cal}$ [kNm]	Δ
O4	3,38	3,31	4,49	1,42	3,31	-2,21 %
O5	3,04	1,19	4,63	1,42	1,19	-61,03 %
O6	0,68	-	-	0,61	0,61	-9,72 %
O14	3,81	3,59	3,19	0,61	3,19	-16,30 %
O18	0,92	0,94	3,04	0,61	0,94	1,79 %
O19	0,63	-	-	0,39	0,39	-38,60 %
O26	2,58	3,59	2,27	0,39	2,27	-12,13 %
O30	0,94	0,94	3,04	0,39	0,94	-0,27 %

Die Ergebnisse der Berechnung zeigen, dass die multiaxiale Verstärkung gut erfasst werden kann, jedoch für die Klebeverbindung größere Abweichungen resultieren. Dies ist in dem zum Teil unterschiedlichen Verbundverhalten des Klebstoffs zu erklären, der zum Teil einen Wirkungsgrad von 100 % erreichte, wenn die Fasern versagten (O14) bzw. aufgrund anderer Belastungsgeschwindigkeiten stärker variierte.

Für den Fall b), dem **Lagerfugenversagen**, kann man das maximale bezogene Widerstandsmoment für das unverstärkte Mauerwerk analog für die Schubfestigkeit f_{vd} herleiten, so dass man hier wieder in der Lage ist, über einen modifizierten Wert den Beitrag einer Faserverstärkung zu berücksichtigen. Die doppelte Momenteinwirkung am tordierten Stein ist hier mit zwei Bruchufeln der Lagerfuge abgedeckt. Dadurch belastet das Moment $M_T^{Fuge} = h_s \cdot m_x$ eine Lagerfuge und wirkt

auf einem rechteckigen Torsionsquerschnitt, der vom Überbindemaß \ddot{u} und der Wanddicke t abhängt. Es gilt hier die allgemeine Einwirkung:

$$\tau = \frac{M_T^{\text{Fuge}}}{W_T} = \frac{M_T^{\text{Fuge}}}{\beta \cdot t^2 \cdot \ddot{u}} = \frac{m_x \cdot h_s}{\beta \cdot t^2 \cdot \ddot{u}} \quad (\text{Gl. 5.65})$$

Der Beiwert β für das Torsionswiderstandsmoment W_T kann in Abhängigkeit von t/\ddot{u} aus Tabellen entnommen werden. An dieser Stelle wird angenommen, dass am äußeren Rand die maximale laterale Schubspannung der torsionsbelasteten Fläche erreicht wird, so dass die Torsionsschubspannung mit der Schubfestigkeit gleichgesetzt werden kann und in die Gleichung 5.65 eingesetzt wird:

$$\tau_{\max} = f_{\text{vk}} \quad \Rightarrow \quad m_{\text{Rd}}^{\text{Torsion}} = m_x = \frac{\beta \cdot f_{\text{vk}} \cdot t^2 \cdot \ddot{u}}{h_s} \quad (\text{Gl. 5.66})$$

Damit ergibt sich das maximale bezogene Widerstandsmoment nur in Abhängigkeit von der Geometrie und der Schubfestigkeit f_{vd} , welche ähnlich wie in Kapitel 5.5 wiederum für entsprechende Faserverstärkungen modifiziert werden kann ($f_{\text{vd}}^{\text{mod}}$). Damit kann man den Einfluss der Spannungserhöhung des tordierten Querschnitts durch die vorspannenden diagonalen Fasern, welche zu erhöhtem Schubreibungswiderstand führen, berücksichtigen. Ein weiterer vereinfachter Ansatz ist die Superposition der Tragwirkung der Faserverstärkung alleine mit dem separat ermittelten Tragwiderstand des Mauerwerks.

Für die erste Lösung wird die Tragfähigkeit der Fasern über die Bruchlänge einer Mörtelfuge mit jeweils einer halben Steinhöhe angesetzt, so dass horizontale Fasern über die Höhe von h_s wirken und diagonale Fasern ebenfalls über die Höhe h_s , aber zusätzlich auch über die Übergreifungslänge \ddot{u} .

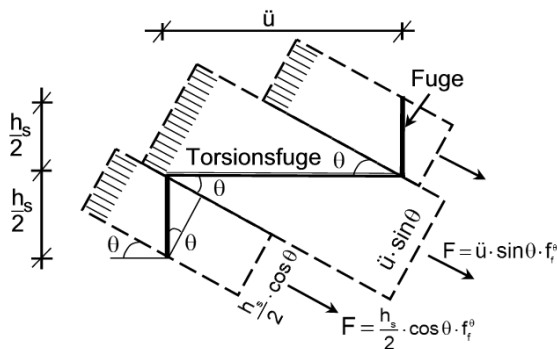


Abb. 5.14: Geometrie der diagonalen Fasern über die stufenförmige Torsionsfuge

Die horizontale Faserkomponente $F_{\text{horizontal}}$ wird zu dem Kohäsionswert c addiert und der vertikale Kraftanteil F_{vertikal} aus den diagonalen Fasern erhöht den Ausdrück der Vertikalspannung. Es ergibt sich mit:

$$\begin{aligned} F_{\text{horizontal}} &= F_f^0 + F_f^\theta \cdot \cos \theta \\ &= \psi_f^0 \cdot f_f^0 \cdot h_s + \psi_f^\theta \cdot f_f^\theta \cdot (h_s \cdot \cos^2 \theta + \ddot{u} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) \end{aligned} \quad (\text{Gl. 5.67})$$

$$F_{\text{vertikal}} = F_f^\theta \cdot \sin \theta = \psi_f^\theta \cdot f_f^\theta \cdot (h_s \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + \ddot{u} \cdot \sin^2 \theta) \quad (\text{Gl. 5.68})$$

Die Parameter ψ_f^0 und ψ_f^θ stellen die Reduktionsbeiwerte für den Wirkungsgrad der Fasern dar. Damit kann der Schubbeiwert folgendermaßen modifiziert werden:

$$f_{\text{vk}}^{\text{mod}} = c + \frac{F_{\text{horizontal}}}{\ddot{u} \cdot t} + \mu \cdot \left(\sigma_v + \frac{F_{\text{vertikal}}}{\ddot{u} \cdot t} \right) \quad (\text{Gl. 5.69})$$

Für c und μ können entsprechend den Materialparametern die Werte der Norm oder, wie auch zuvor durchgeführt, Versuchsdaten angesetzt werden.

Als zweiter vereinfachter Ansatz kann die für das **Steinzugversagen** erwähnte Bemessung für den reinen Verstärkungsanteil verwendet werden und mit der Tragfähigkeit des reinen Mauerwerks superponiert werden. Diese Superposition darf im Unterschied zu dem vorherigen Fall deshalb durchgeführt werden, weil bei großer Rissöffnung und Durchbiegung immer noch Reibungswiderstand vorliegt. Dabei muss jedoch davon ausgegangen werden, dass bei der Ermittlung des unverstärkten Mauerwerks die Anfangsscherfestigkeit null ist, wenn der Querschnitt schon größere Verformungen mitgemacht hat, wie es bei den hier erwähnten duktilen Lösungen der Fall war. Für Berechnung des Bemessungsmoments ergibt sich somit:

$$\begin{aligned} m_{\text{Rd}} &= m_{\text{Rd}}^{\text{mw}} + m_{\text{Rd}}^{\text{Faser}} = \\ &= \frac{\beta \cdot f_{\text{vk}} \cdot t^2 \cdot \ddot{u}}{h_s} + (t + t_p - 0,5 \cdot a) \cdot (\psi_f^{90} \cdot f_f^{90} + \psi_f^\theta \cdot f_f^\theta \cdot \cos \theta) \end{aligned} \quad (\text{Gl. 5.70})$$

Anhand der hier bruchmechanisch erläuterten Formulierung des maximalen Bruchmomentes wird deutlich, dass sich aufgrund der gewöhnlich geringen Zugfestigkeit des Mauerwerks dieser Zustand nur bei sehr glatten Steinen, Mörteln mit sehr geringer Qualität und/oder nicht vorhandenen Vertikalbelastungen einstellt. Daher dürfte dieser Fall eher die Seltenheit sein.

Im **Fall 2** muss für die starre horizontale Auflagerung mit einer Verspannung durch eine membranartig wirkende Normalkraft gerechnet werden. Das bedeutet, dass die Wand mit zunehmender Durchbiegung durch ein sich bogenförmig ausbildendes Druckgewölbe zurückgehalten wird, während der Querschnitt auf der Zugseite gerissen ist.

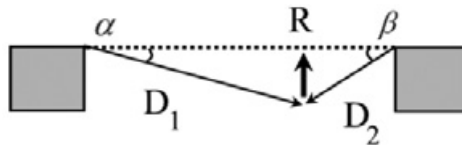


Abb. 5.15: Allgemeiner linearisierter Ansatz zur Beschreibung der Rückstellkraft

Im Folgenden wird daher eine zusätzliche Rückstellkraft R berechnet, die zum Tragwiderstand hinzugerechnet wird,

$$R = D_1 \cdot \sin \alpha + D_2 \sin \beta \quad (\text{Gl. 5.71})$$

wobei sich für die gleichen Druckstrebenwinkel $\alpha = \beta$ (dies sollte der Fall sein, wenn keine Fenster oder Türöffnungen vorhanden sind) die vereinfachte Form ergibt:

$$R = 2 \cdot D_1 \cdot \sin \alpha \quad (\text{Gl. 5.72})$$

Durch die zusätzliche Normalkraftkomponente im Querschnitt, muss jedoch auch die Druckstrebentragfähigkeit gesondert ermittelt werden. Dazu gehört aber nach Meinung des Autors nicht nur die Überprüfung im kritischen Querschnitt, sondern auch die Überprüfung des Kraftflusses in diagonaler Richtung der Wandebene, wenn per exemplum keine Stegscheiben vorliegen und die Kräfte orthogonal zu den Hohlrohren verlaufen (wie in Abbildung 5.16 rechts). Letzteres würde die Rückstellkraft entscheidend reduzieren.

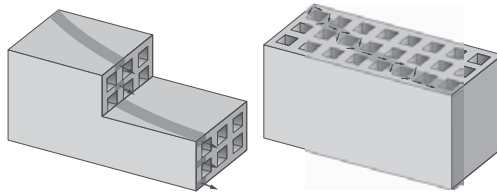


Abb. 5.16: Kraftfluss bei verschiedener Perforierungsausrichtung

Die Abbildung 5.16 verdeutlicht die Komplexität und Mannigfaltigkeit des Kraftflusses in Lochsteinen. Wird eine Wand gedanklich zusätzlich verstärkt, stellt sich die Frage, wie sich die Rückstellkraft und die nach gerissenem Querschnitt aktivierte Zugverstärkung in Kombination verhalten. Um diese Fragestellung zu beantworten, wird im Folgenden eine verschiebungsbasierte Berechnung hergeleitet, mit der die dehnungsabhängige Rückstellkraft der Druckmembran und die Rissöffnung berechnet werden kann. In Abhängigkeit der Rissöffnung können dann die Wirkungskurven der Verstärkungen, die in den Zugversuchen in Kapitel 4.1.1 ermittelt wurden, angesetzt werden.

Zur Berechnung der Rückstellkraft des Mauerwerks wird im Folgenden eine Berechnungsmöglichkeit vorgestellt, für die man die maximale Grenzdruckdehnung und den E-Modul des Steintyps in gewünschter Orientierung benötigt. Falls diese nicht vorliegen, könnten immer noch konservative Tabellenwerte der Literatur herangezogen werden, um eine Ermittlung der Traglast durchzuführen.

Über den Parameter der Durchbiegung des Wandmittelpunktes f_{def} soll geometrisch die Dehnung der Druckstrebe ermittelt werden. Dies wird daher gewählt, weil sich gleichzeitig mit der Durchbiegung f_{def} auch der Winkel der Druckstrebe reduziert, was zur Folge hat, dass auch die Rückstellkraft durch den geringeren inneren Hebelarm kleiner wird. Alternativ kann mit dieser Methode auch direkt für einen vorgegebenen Grenzwert einer zugelassenen Durchbiegung, wie es zum Beispiel die amerikanischen Normen vorschreiben, die Rückstellkraft ermittelt werden. Zusätzlich ermöglicht dies auch, die Rissöffnung näherungsweise geometrisch zu erfassen.

Es wird zunächst ein Zusammenhang von Dehnung der Druckstrebe und Durchbiegung aufgestellt, indem das halbe Druckgewölbe linienartig idealisiert wird.

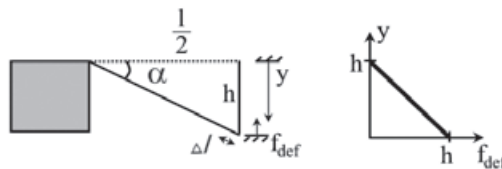


Abb. 5.17: Definition der Geometrie für den Dehnungsansatz

Die Koordinate $y(f_{\text{def}})$ nach Abbildung 5.17 soll in Abhängigkeit der Durchbiegung und konstanter Länge $l/2$ die Winkeländerung der Druckstrebe und somit deren Effektivität im Hinblick auf die Rückstellkraft beschreiben. Für die Randbedingungen:

a) Die Länge des Parameters $y(f_{\text{def}})$ ist für eine Durchbiegung von null gleich h ($y(0)=h$)

b) Die Koordinate $y(f_{\text{def}})$ für eine Durchbiegung von h ist gleich 0, ($y(h)=0$)

kann der folgende linearisierte Koordinatenansatz angegeben werden:

$$y(f_{\text{def}}) = \left(1 - \frac{f_{\text{def}}}{h}\right) \cdot h \quad (\text{Gl. 5.73})$$

Mit dem Ausdruck wird auch der Versagensfall 1 klar, wenn für $\lim_{h \rightarrow 0}$, was bei langen schlanken Wänden im Prinzip der Fall ist, keine Rückstellkräfte wirken.

Mit dem Ausdruck lässt sich nun über den Satz des *Pythagoras von Samos* die Längenänderung und somit Dehnung der Druckstrebe berechnen:

$$\Delta l = \sqrt{\frac{l^2}{4} + h^2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} + (h - f_{\text{def}})^2} \quad (\text{Gl. 5.74})$$

$$\varepsilon(f_{\text{def}}) = \frac{\Delta l}{\sqrt{\frac{l^2}{4} + h^2}} = 1 - \frac{\sqrt{\frac{l^2}{4} + (h - f_{\text{def}})^2}}{\sqrt{\frac{l^2}{4} + h^2}} \quad (\text{Gl. 5.75})$$

An dieser Stelle besteht die Möglichkeit nach f_{def} aufzulösen und für die Dehnung die Grenzdruckdehnung des Mauerwerks anzusetzen, um die kritische Durchbiegung zu ermitteln, bei der mit dem ersten Riss gerechnet werden muss.

Der Winkel α kann ebenso in Abhängigkeit von der Durchbiegung beschrieben werden, denn es gilt:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2 \cdot (h - f_{\text{def}})}{l}\right) \quad (\text{Gl. 5.76})$$

Für die Ermittlung der Rückstellkraft $R = 2 \cdot D_1 \cdot \sin \alpha$ kann der Sinusausdruck wie folgt vereinfacht werden:

$$\sin(\arctan(x)) = \frac{x}{\sqrt{1+x^2}} \quad (\text{Gl. 5.77})$$

Durch Einsetzen aller Ausdrücke und Umformulierungen erhält man dann für die Rückstellkraft R:

$$R = 2 \cdot D_1 \cdot \sin \alpha = 2 \cdot \sigma \cdot A_{\text{Druckzone}} \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot (h - f_{\text{def}})}{1} \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot (h - f_{\text{def}})}{1} \right)^2}} \quad (\text{Gl. 5.78})$$

Zur genaueren nicht-linearen Berechnung ist es dadurch möglich, für die Druckspannung einen nicht-linearen Ansatz dafür einzusetzen, der auf der Dehnung basiert, die wiederum wie in Gleichung (5.75) angegeben wurde von der Durchbiegung abhängig ist. So kann zum Beispiel der Ansatz aus [114] wie folgt umgeschrieben werden:

$$\sigma(f_{\text{def}}) = f_{k,\sigma} \cdot \left(c \cdot \frac{\varepsilon(f_{\text{def}})}{\varepsilon_f} - (c-1) \cdot \left(\frac{\varepsilon(f_{\text{def}})}{\varepsilon_f} \right)^n \right) \quad (\text{Gl. 5.79})$$

Mit $c > 1$ und $n=c/(c-1)$ als Beiwerte für die Krümmung der Druckfestigkeits/-Dehnungskurve.

Um die Fläche der Druckzone zu beschreiben, muss für die Druckzonenhöhe a eine Annahme getroffen werden. Da dem Autor keine Beobachtungen aus Experimenten bekannt sind, wird $a = 0,25 \cdot t$ angenommen. Dieser im Vergleich zur freien Durchbiegung unterschiedliche Ansatz der Druckzonenhöhe wird durch den verspannten Zustand und somit kleinere Rissbreiten begründet. Im Unterschied zum Ansatz von Paulay/Priestley [165] ist deren Wert von $a = 1/3 \cdot t$ gegenüber jenem vorgeschlagenen Wert eher als zu hoch anzusehen. Damit ergibt sich bei mittiger Idealisierung des Bogens ein Anfangswert des Druckmembranstichs von $h = 0,75 \cdot t$. Im nächsten Schritt soll die Rissöffnung in Abhängigkeit von der Durchbiegung berechnet werden. Der Verdrehungswinkel $\delta(f_{\text{def}})$ kann berechnet werden mit:

$$\delta(f_{\text{def}}) = \arctan\left(\frac{2 \cdot f_{\text{def}}}{1}\right) \quad (\text{Gl. 5.80})$$

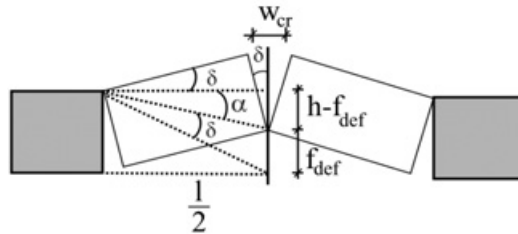


Abb. 5.18: Definition der Rissöffnung und des Verdrehungswinkels δ

Für kleine Winkel gilt näherungsweise:

$$\frac{w_{\text{cr}}}{2}(f_{\text{def}}) = t \cdot \sin\left[\arctan\left(\frac{2 \cdot f_{\text{def}}}{1}\right)\right] \quad (\text{Gl. 5.81})$$

Substituiert man den Sinusausdruck wie in Gleichung 5.77, dann erhält man:

$$w_{\text{cr}}(f_{\text{def}}) = 2 \cdot t \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot f_{\text{def}}}{1}\right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot f_{\text{def}}}{1}\right)^2}} \quad (\text{Gl. 5.82})$$

Koppelt man den Wert der Rissöffnung nun mit experimentellen Datenpunkten aus Zugversuchen, erhält man den Wert der Zugkraft im Textil und kann durch inkrementelle Erhöhung des Laufparameters „Durchbiegung“ eine Lastverschiebungskurve berechnen. Jedoch muss die Tragfähigkeit der Druckstrebe als Limitierung der Last berücksichtigt werden. Dementsprechend ist der Druckstrebenanteil aus der Momentenwirkung mit der Verstärkung abzuziehen. Setzt man das maximale Tragmoment aus der Verstärkung und der Rückstellkraft getrennt zusammen, ergibt sich folgende Gleichung:

$$m_{\text{Rd}}(f_{\text{def}}) = m_{\text{f}} + m_{\text{mw}} \quad (\text{Gl. 5.83})$$

mit

$$m_{\text{f}}(f_{\text{def}}) = w_{\text{cr}}(f_{\text{def}}) \cdot f_{\text{f}}(f_{\text{def}}) \cdot (t_{\text{p}} + t + a/2) \quad (\text{Gl. 5.84})$$

und

$$m_{\text{mw}} = 0,5 \cdot 1 \cdot (\sigma - w_{\text{cr}}(f_{\text{def}}) \cdot f_f(f_{\text{def}})) \cdot a \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot (h - f_{\text{def}})}{1}\right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot (h - f_{\text{def}})}{1}\right)^2}} \quad (\text{Gl. 5.85})$$

Fall 3

Für den Fall des verschieblichen Auflagers, beziehungsweise den rotationsunbehinderten Fall b), der analog zu bewerten ist, wird keine Rückstellkraft angesetzt. Hier wird die Tragfähigkeit alleine über die Verstärkung gebildet. Die Bemessung kann zum einen analog nach dem Fall 1 erfolgen oder in modifizierter Art nach dem Fall 2, wobei der mitwirkende Anteil der Rückstellkraft weggelassen wird. Im letzteren Fall wird klar, dass bei einer kleinen Durchbiegung die Traglast im Vergleich zum Fall 2 wesentlich geringer ist, da die Verstärkung aufgrund der geringen Rissbreite nur wenig ausgenutzt wird. Im Resultat stimmt dieser Effekt sehr gut mit der Realität überein, denn anhand von unverstärkten Versuchen an eingespannten Wänden wurde ein sehr steifes Verhalten bei hohen Traglasten beobachtet [194]. Es ergibt sich für den verformungsbasierten Ansatz entsprechend:

$$m_{\text{Rd}}(f_{\text{def}}) = \min \left\{ \begin{array}{l} w_{\text{cr}}(f_{\text{def}}) \cdot f_f(f_{\text{def}}) \cdot (t_p + t + a/2) \\ a \cdot f_{k,\parallel} \cdot (t_p + t + a/2) \end{array} \right\} \quad (\text{Gl. 5.86})$$

Wobei die Rissbreite aus Gleichung 5.82 übernommen werden kann.

Vertikaler Biegewiderstand

Prinzipiell lässt sich der vertikale Biegewiderstand über die klaffende horizontale Lagerfuge beschreiben. Im Unterschied zu den vorherigen Fällen spielt hier auch die Vertikallast eine entscheidende Rolle, da sie zur Überdrückung des Querschnitts beiträgt. Ansonsten entfällt die Verzahnungswirkung mit entsprechendem Schubreibungsanteil, so dass nur die Haftung der Mörtelfuge aktiviert wird, obwohl diese in der Berechnung vernachlässigt werden kann. Berücksichtigt man wieder nur die uniaxiale Tragwirkung, dann lassen sich wie zuvor ähnliche Fallunterscheidungen treffen. Da es durch die Kombinationen von gelenkigen, gefederten, eingespannten und freien Auflagerwirkungen sehr viele Fallunterscheidungen geben kann, werden hier nur die beiden häufigsten anzutreffenden Möglichkeiten genannt, die in Ergänzung zu den bereits angesprochenen gesehen werden können.

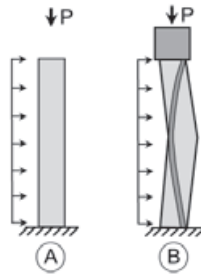


Abb. 5.19: Vertikale Belastungsfälle

Als neuer Fall wird hier insbesondere der Kragarm erwähnt, weil er speziell bei Dachgiebeln sehr häufig vorkommt. Der Fall B stellt eine Platte mit konstanter Auflast P dar. Dieser Fall kann mit dem vorigen Fall 2 verglichen und auch analog behandelt werden.

Für die Querschnittsbemessung können die zuvor genannten Methoden verwendet werden, wenn die vertikale Druckfestigkeit, Vernachlässigung der Haftzugfestigkeit der Fuge und die zusätzliche Normalkraftkomponente angesetzt wird. Beim Kragarm stellt sich abschließend die Frage der Lastannahmen bei einem Dachgiebel, der sowohl durch sein Eigengewicht als auch durch die Dachkonstruktion belastet werden kann. Inwieweit ein P - Δ -Effekt zu berücksichtigen ist, hängt letztendlich von der Dachkonstruktion ab, die maßgebend zur Erdbebensicherheit eines Gebäudes beiträgt.

5.7 Lastannahmen und Berechnungen – out-of-plane

Für Lastannahmen von out-of-plane belasteten Wänden muss allgemein das Verformungs- und Schwingungsverhalten des gesamten Bauwerks bekannt sein, um geeignete Annahmen treffen zu können. Da aus den Wandversuchen WO1 und WO2 Messdaten der Beschleunigungswände vorliegen, können diese ohne Überhöhungsfaktoren zur statischen Berechnung durch Ersatzlasten herangezogen werden, so dass die spätere Genauigkeit hauptsächlich von der Querschnittsbemessung und den Materialparametern abhängt. Es werden die dreidimensionalen Trapezbelastungen mit zusätzlichem Parabelstich in Wandmitte aus Abbildung 4.103 angesetzt. Für die unverstärkte Wand (WO1) können diese übernommen werden, da es zu erstem Versagen kam. Damit kann die Querschnittsbemessung mit den Versuchswerten überprüft werden. Dies ist für die verstärkte Wand nicht möglich, da

es zu keiner Schädigung kam. Es soll dafür - von der Querschnittstragfähigkeit ausgehend - die fehlende maximale Grundbeschleunigung bzw. Stockwerksbeschleunigung nachgerechnet werden, indem die dreidimensionale Trapezbelastung hochskaliert wird.

Tabelle 5.7: Messwerte der maximalen Beschleunigungen an der unverstärkten Wand (WO1) nach Position

Höhe / Position	linker Rand	Mitte	rechter Rand
2,8 m	2,93 g	3,3 g	2,93 g
1,4 m	2,3 g	2,56 g	2,22 g
0 m	1,89 g	1,89 g	1,89 g

Tabelle 5.8: Messwerte der maximalen Beschleunigungen an der verstärkten Wand (WO1) nach Position

Höhe / Position	linker Rand	Mitte	rechter Rand
2,8 m	2,65 g	2,97 g	2,65 g
1,4 m	2,36 g	2,31 g	2,08 g
0 m	1,89 g	1,89 g	1,89 g

Aus der einfachen linear elastischen Plattenberechnung mit ETABS wurden die oben gemessenen Beschleunigungswerte mit der Masse von 500 kg/m^3 und der Wandstärke von $15,5 \text{ cm}$ in Flächenlasten umgerechnet und dazwischen linear interpoliert angesetzt, um die maximalen Momentenbelastungen zu berechnen. In folgender Abbildung sind beide Wände abgebildet. Das Momentenmaximum für die unverstärkte Wand war $1,43 \text{ kNm}$ und für die verstärkte Wand bei gleicher maximaler Stockwerksbeschleunigung $1,3 \text{ kNm}$.

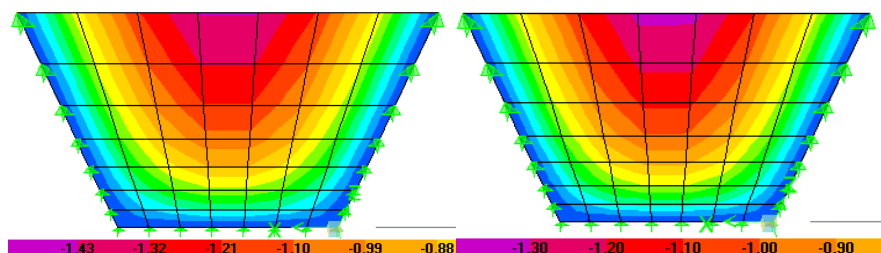


Abb. 5.20: Momentenbelastung [kNm] der Wandplatten im Zustand unverstärkt (links) und verstärkt (rechts) nach erster Rissbildung der unverstärkten Wand.

Für die unverstärkte Wand soll nun zu Vergleichszwecken die Querschnittstragfähigkeit ermittelt werden und mit der Belastung verglichen werden. Dazu wird die Tragfähigkeit für Schubversagen, Steinversagen und Putzversagen ermittelt.

Die Berechnung der Tragfähigkeit des Schubversagens/Torsionsversagens aus Gleichung 5.66 wird mit dem Beifaktor $\beta=0,235$ für $t/\bar{u}=155/95=1,63$ durch Interpolation aus Tabellenwerten entnommen. Da das Momentenmaximum im Bereich ohne Auflast liegt, wird nur die Anfangsscherfestigkeit $f_{vk0}=0,29 \text{ N/mm}^2$ angesetzt, die aus vier 3-Steinkörper ermittelt wurde. Mit der Steinhöhe h_s und dem Überbindemaß \bar{u} errechnet sich die Traglast zu:

$$m_{Rd}^{\text{Torsion}} = \frac{\beta \cdot f_{vk0} \cdot t^2 \cdot \bar{u}}{h_s} = \frac{0,235 \cdot 0,29 \cdot 155^2 \cdot 95}{190} = 0,82 \text{ kNm}$$

Mit Gleichung 5.61 erhält man die Steinzugtragfähigkeit mit:

$$m_{Rd}^{\text{Stein}} = \frac{f_{bt} \cdot t^2}{12} = \frac{0,43 \cdot 155^2}{12} \cdot 1 = 0,86 \text{ kNm}$$

Demnach zeigt sich, dass Berechnung des Mauerwerks 42 % von der gemessenen Traglast abweicht. Es wird daher vermutet, dass der „sehr gute“ Zementputz mit einer Zugfestigkeit von ca. 1 N/mm^2 deutlich zur Tragfähigkeit beitrug. Berechnet man die Biegetragfähigkeit durch Ansatz der Zugfestigkeit des Putzes analog zur Faserverstärkung verdeutlicht sich dieser Effekt. Die berechnete Tragfähigkeit durch den Putz alleine liegt mit $1,425 \text{ kNm}$ sehr nahe an der gemessenen Tragfähigkeit von $1,43 \text{ kNm}$.

$$m_{Rd}^{\text{Putz}} = (t - 0,5 \cdot t_p - 0,5 \cdot a) \cdot t_p \cdot f_{t,\text{Putz}} = (155 - 0,5 \cdot 10 - 0,5 \cdot 15) \cdot 10 \cdot 1 = 1,425 \text{ kNm}$$

Bei der Berechnung der maximalen Traglast der verstärkten Wand mittels Rückrechnung aus der Querschnittsbemessung sollen zwei unterschiedliche Klebstoffe angesetzt werden. Damit wird beabsichtigt auch den neusten nicht an der Wand getesteten Klebstoff *BMS 4* rechnerisch zu beurteilen und somit einen Anhaltspunkt für dessen maximale Leistungsfähigkeit zu erhalten

Die ausreichende Druckfestigkeit des Querschnitts wurde mit dem äußeren Steg (Dicke 11 mm) und dessen Nettodruckfestigkeit von $16,26 \text{ N/mm}^2$ nachgewiesen.

$$m_{Rd}^{\text{Druck}} = (t - 0,5 \cdot a) \cdot a \cdot f_{b,\text{J}} = (155 - 0,5 \cdot 11) \cdot 11 \cdot 16,26 \cdot 1 = 26,74 \text{ kNm}$$

Für die Verwendung der Klebstoffe Curvalin D 3627 und BMS 4 wurden mit den Wirkungsgraden (22% und 45 %) aus Kapitel 5.4 die Querschnittstragfähigkeiten von 2,67 kNm und 5,47 kNm berechnet. Damit ergibt sich durch Rückrechnung eine für die verstärkte Versuchswand berechnete maximale Stockwerksbeschleunigung von $2,67 \text{ kNm} / 1,3 \text{ kNm} \cdot 1,89 \text{ g} = 3,88 \text{ g}$. Bei Verwendung des Klebstoffs BMS 4 hätte man rechnerisch 7,95 g erreicht.

$$m_{\text{Rd}}^{\text{Faser}} = (t - 0,5 \cdot a) \cdot \psi_f^{90} \cdot f_f^{90} = (155 - 0,5 \cdot 15) \cdot \begin{cases} 0,22 \\ 0,45 \end{cases} \cdot 82,484 \cdot 1 = \begin{cases} 2,67 \text{ kNm} \\ 5,47 \text{ kNm} \end{cases}$$

Mit den Wänden des Versuchs (WO2) wurde analog verfahren. Es wurden wieder die Belastungen aus den Beschleunigungsdaten interpoliert angesetzt und die maximalen Momente berechnet. Durch die Singularität an der Türinnecke wird jedoch deutlich, dass keine sinnvollen Vergleiche gezogen werden können.

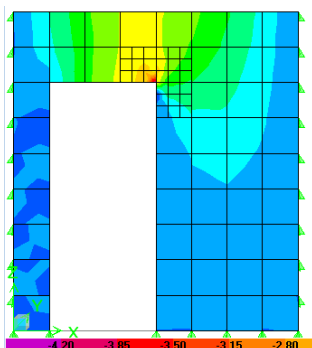


Abb. 5.20: Singuläre Momentenbelastung [kNm] der verstärkten Wandplatte bei der Sinusbelastung 2 des Versuchs (WO2).

6 Comprehensio

In dieser Arbeit wurden zwei Faserverstärkungen für Mauerwerk unter Erdbebenbelastungen untersucht und entsprechende Bemessungsansätze formuliert. Die experimentellen Untersuchungen starteten zur Einschätzung des Faserverbundes mit Zugversuchen am Einzelstein, um die Güte der einzelnen Komponenten beurteilen und weiterentwickeln zu können. Für die Fasereinbettung des multiaxialen hybriden Flächengebildes in mineralische Mörtelmatrizen zeigte sich, dass besonders die Oberflächenrauheit mittels Sandbeschichtungen zu deutlichen Verbundverbesserungen führte. Damit war es möglich, kunststoffmodifizierte Mörtel zu substituieren, die mit ihren hohen Wasserdampfdiffusionswiderstandszahlen als problematisch gelten. Die auf Klebstoff basierende Lösung, die direkt auf den Putz geklebt wurde, zeigte, dass vor allem auch der Untergrund zwischen Putz und Stein eine Schwachstelle darstellt und vor der Applikation die Untergrundgüte eingeschätzt werden muss. Des Weiteren wurden Untersuchungen zum Schubverhalten der Verstärkungen an kleinen Scherkörpern aus drei Steinen bestehend durchgeführt. Diese wurden zum einen für die Einschätzung der Tragfähigkeiten verschiedener Verstärkungslösungen herangezogen und zum anderen zur Ermittlung der Materialkennwerte, die für die Bemessungsansätze benötigt wurden, genutzt. Mit 13 1,25 m x 1,25 m großen Schubwandversuchen wurden ausgewählte Verstärkungen in größerem Maßstab getestet. Allgemein konnten zuvor gemachte Beobachtungen und Ergebnisse aus den Kleinversuchen damit bestätigt werden. Im Weiteren dienten sie auch der Verifikation der entwickelten Bemessungsansätze. Mit den experimentell erfassten Wirkungsgraden und den theoretischen Festigkeiten der Faserprodukte konnten die maximalen Lasten der Schubwände gut berechnet werden. Ungenauigkeiten wurden insbesondere beim unverstärkten Mauerwerk mit bis zu 17,5% Abweichung festgestellt.

Für die Bewertung der oben genannten Faserverstärkung wurden zusätzlich insgesamt fünf Gebäudetests mit sowohl unverstärkten als auch verstärkten Gebäuden unter dynamischer Erdbebenbelastung durchgeführt. Es zeigte sich dabei, dass bei Verwendung des multiaxialen hybriden Flächengebildes mit einer ca. 50%-igen Verstärkungswirkung gerechnet werden kann. Neben aus den Wandversuchen bekannten Versagensmechanismen konnten weitere Effekte beobachtet werden. Dies waren Entkopplungen der Wände durch eine weiche Holzbalkendecke und damit verbundene Tilgereffekte, Problemzonen der Riegelbereiche zwischen Fenster- und Türöffnungen (sog. spandrels), Out-of-plane-Versagen der Giebel und Effekte in-

folge der vertikalen Beschleunigungskomponente. Für Letztere konnte bei dreidimensionaler Erdbebenbelastung des Gebäudes (G3) eine Separation der horizontalen Mörtelfuge beim Schubversagen beobachtet werden. Entsprechend wurde ein Reduktionsbeiwert für den spannungsabhängigen Reibungsanteil des Mohr-Coulomb'schen Schubansatzes vorgeschlagen.

In Out-of-plane-Richtung wurden weitere Untersuchungen sowohl an Kleinkörpern als auch an vier 2,4 m x 2,8 m großen Wandplatten auf dem Rütteltisch durchgeführt. Der Fokus lag dabei auf der Verstärkung, die auf den Putz aufgeklebt wurde. Für die Verstärkungsmethode mit Mörtel wurde während des ersten verstärkten Gebäudeversuchs deutlich, dass bei faserverstärktem Mauerwerk das Out-of-plane-Versagen am Giebel verhindert werden kann.

7 Fazit und Ausblick

Die Untersuchungen der vorgeschlagenen Verstärkungslösungen zeigten klar, dass ein Mauerwerksgebäude wesentlich günstiger auf den Erdbebenlastfall antwortet, wenn es geeignet verstärkt wurde. Dabei war nicht nur der Verstärkungswirkung alleine, sondern vor allem der Erhöhung der Duktilität eine besondere Rolle zuzusprechen. Letztere konnte mit weicheren und flexibleren Verbindungen der Fasern zum Untergrund erreicht werden und sollte auch in Zukunft favorisiert werden. Die Vielfalt der verwendeten Materialien zeigte auch die große Streubreite an Versagensfällen auf, die man berücksichtigen muss, so dass Experimente den Finiten Element Methoden immer noch im Bereich von Mauerwerk zu bevorzugen sind, um aussagekräftige Resultate zu erhalten.

Baupraktische Applikationstests an einem realen Gebäude in *Noventa di Piave* (Nordostitalien) und die gesammelten Erfahrungen während der Verarbeitung unter Laborbedingungen zeichneten beide Verstärkungsmethoden in ihrer Einfachheit und Arbeitsfreundlichkeit aus. Es wäre demnach denkbar, ein Gebäude innen mit eq-top und außen mit eq-grid auszustatten. Ob beide Systeme in Symbiose funktionieren können, müsste zukünftig weiter untersucht werden.

Während der Arbeit kamen neue Fragestellungen auf, für die weitere Untersuchungen wünschenswert wären. Dies gilt sowohl für das unverstärkte als auch das verstärkte Mauerwerk. Insbesondere während der Versuche an den unverstärkten Gebäuden zeigten sich an den Ecken Wandseparationen an der Verbindungsstelle zu out-of-plane und in-plane belasteten Wänden. Obwohl hier Vermutungen angestellt werden konnten, müssten die klaren Hintergründe mit weiteren Forschungsarbeiten vertieft werden. Dies ist daher wichtig, da die Wandseparationen im Erdbebenfall sehr häufig beobachtet werden und maßgeblich beim Out-of-plane-Versagen beteiligt sind. Die Frage der seitlichen Auflagerung stellte sich bei der Biegebelastung nicht nur an den Ecken, sondern auch an allen anderen Bauteilen wie Betonstützen und Decken, wenn sich ein membranartiges Druckgewölbe und dadurch eine Rückstellkraft ausbildet. In wie weit das erstellte Modell für die Rückstellkraft zutreffend ist und wie genau die maximalen Belastungen damit berechnet werden können, müsste noch mit Versuchen ergründet werden. Dennoch stellen die kompakten Gleichungen in Ergänzung zum EC6 eine einfache Lösung dar, um auch Faserverbundwerkstoffe in den Bemessungen zu berücksichtigen. In dieser Arbeit wurde aufgrund der geringen Anzahl der spezifischen Einzelversuche bewusst nicht auf Sicherheitsbeiwerte eingegangen. Auch dieses Thema sollte in Zukunft weiter verfolgt werden.

8 Anhang

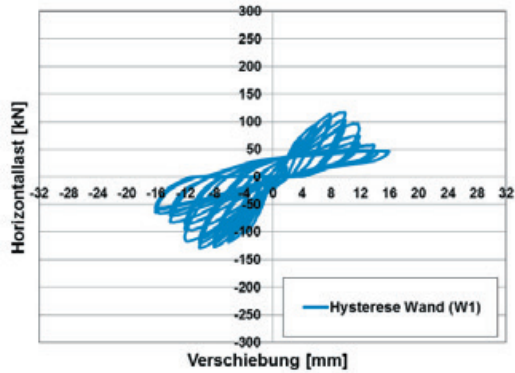


Abb. 8.1: Horizontallast-Verschiebung-Hysteresekurve der Wand (W1)

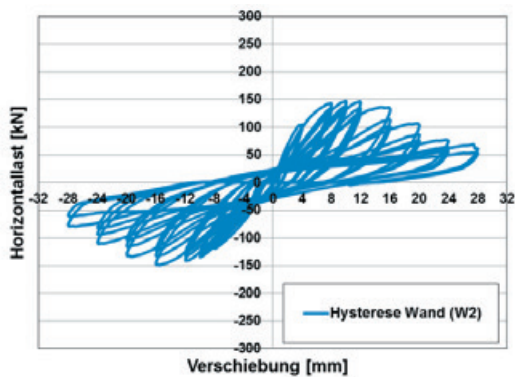


Abb. 8.2: Horizontallast-Verschiebung-Hysteresekurve der Wand (W2)

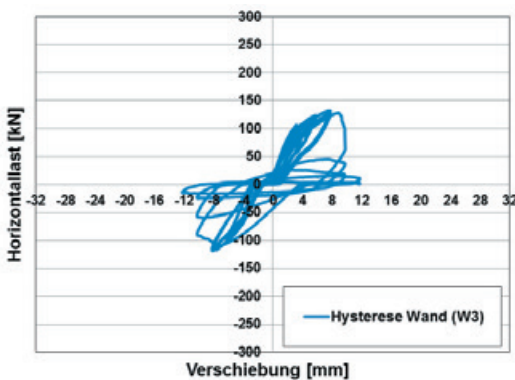


Abb. 8.3: Horizontallast-Verschiebung-Hysteresekurve der Wand (W3)

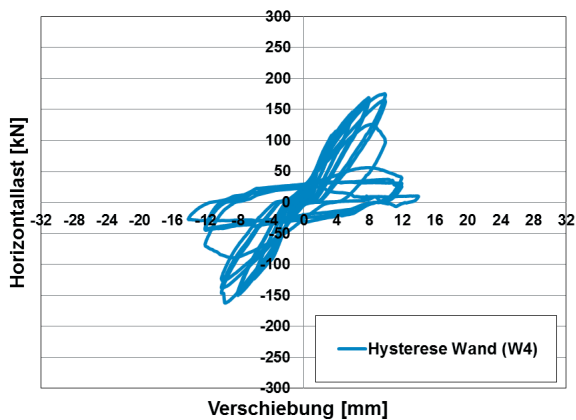


Abb. 8.4: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W4)

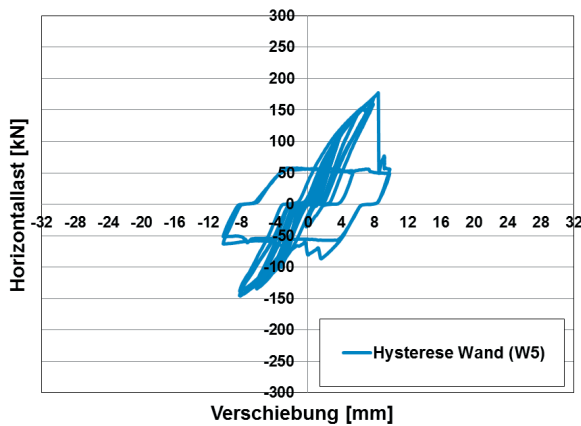


Abb. 8.5: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W5)

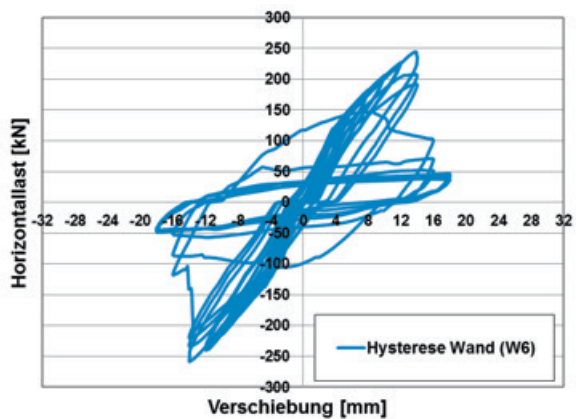


Abb. 8.6: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W6)

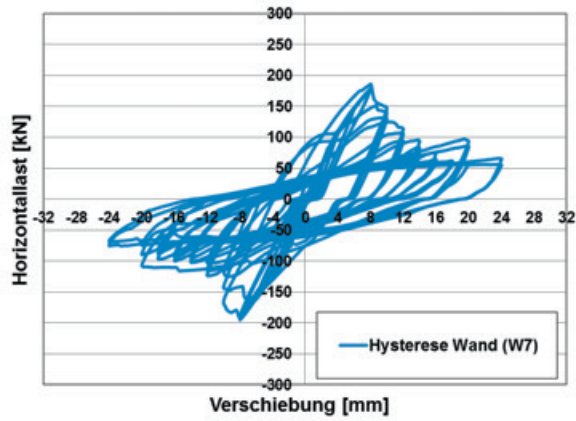


Abb. 8.7: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W7)

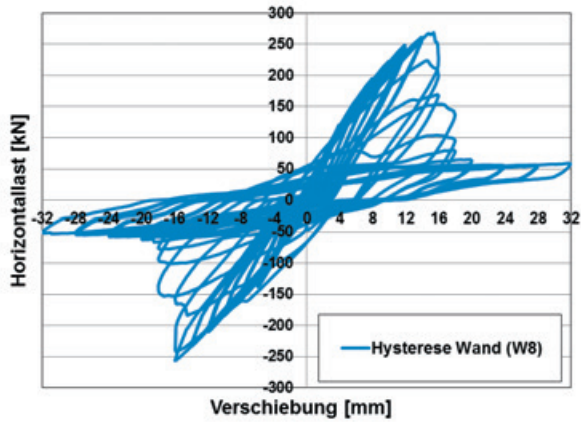


Abb. 8.8: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W8)

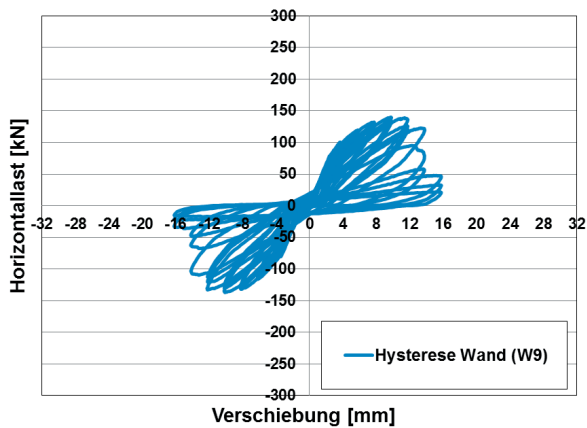


Abb. 8.9: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W9)

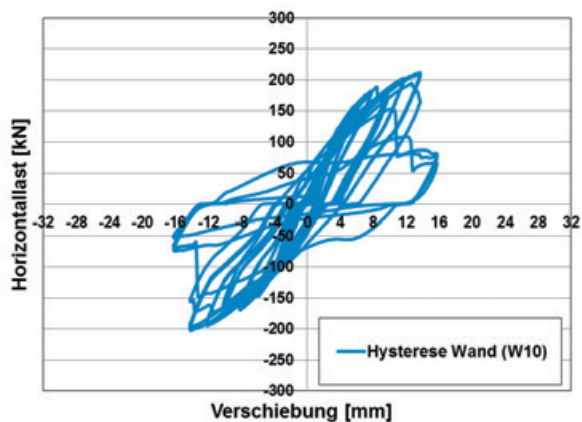


Abb. 8.10: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W10)

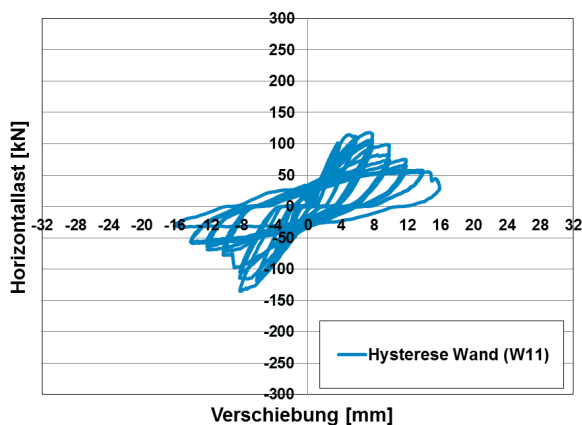


Abb. 8.11: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W11)

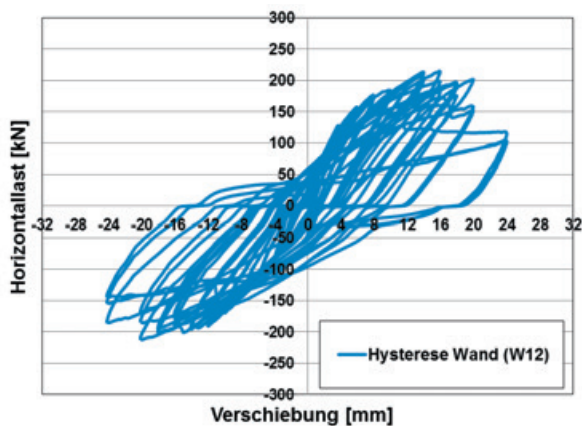


Abb. 8.12: Horizontallast-Verschiebungs-Hysteresekurve der Wand (W12)

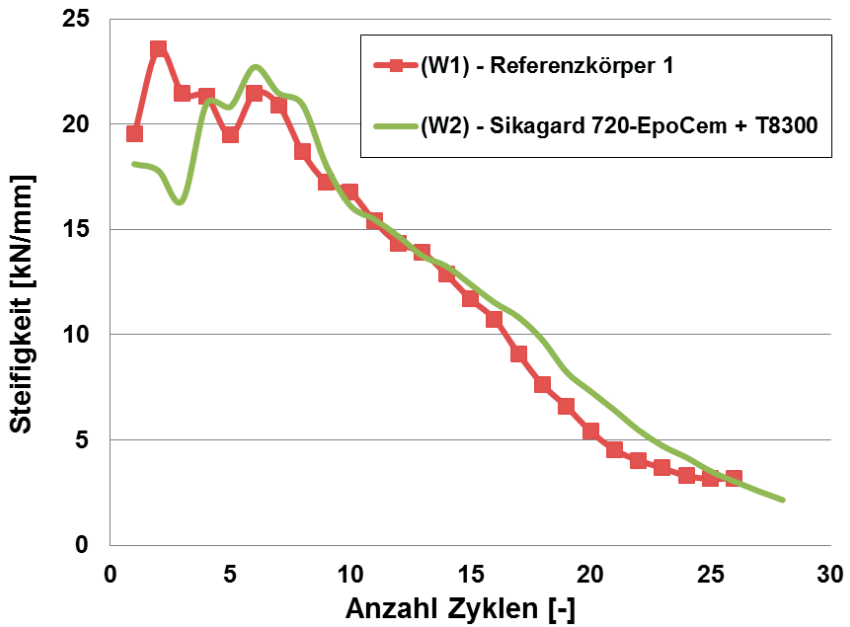


Abb. 8.13: Steifigkeitsverlauf über die Belastungszyklen der Natursteinwände

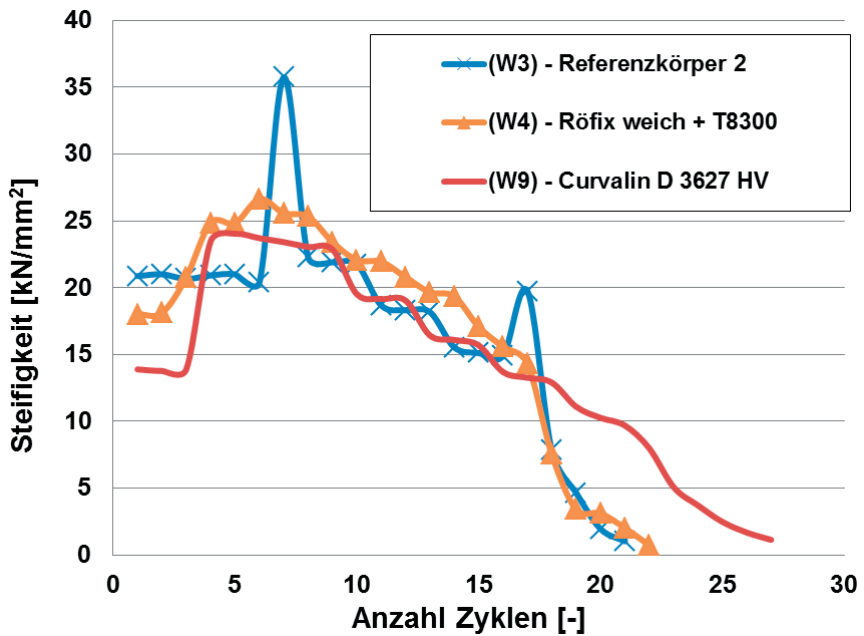


Abb. 8.14: Steifigkeitsverlauf über die Belastungszyklen der Ziegelsteinwände

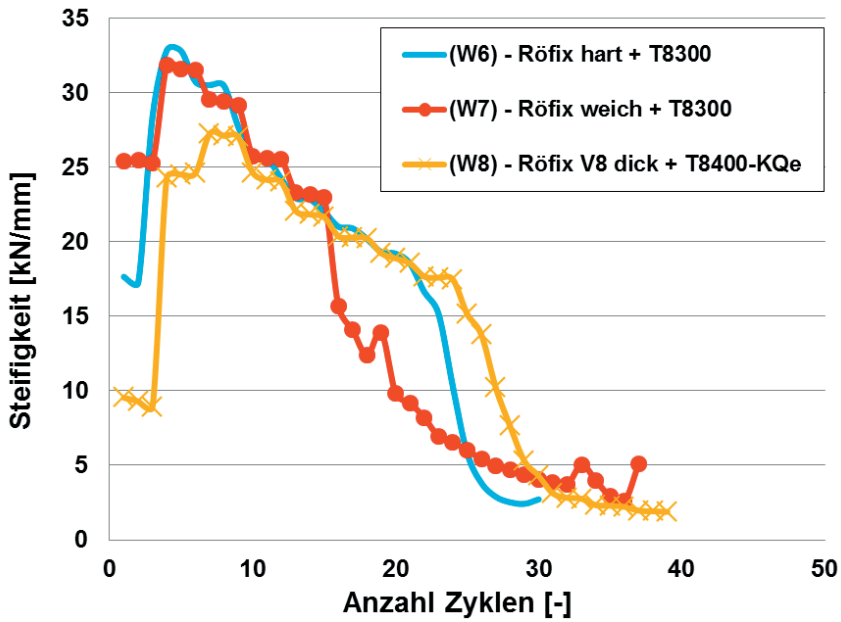


Abb. 8.15: Steifigkeitsverlauf über die Belastungszyklen der Kalksandsteinwände

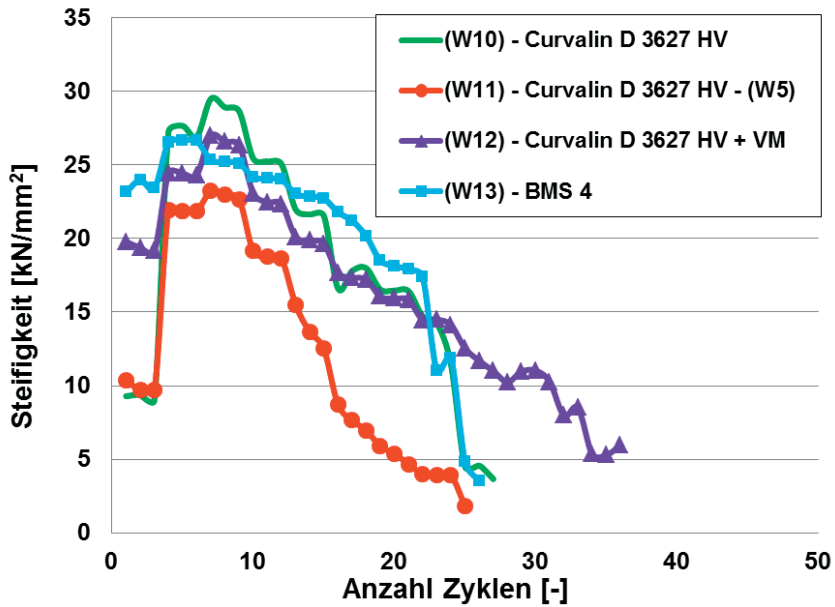


Abb. 8.16: Steifigkeitsverlauf über die Belastungszyklen der Kalksandsteinwände

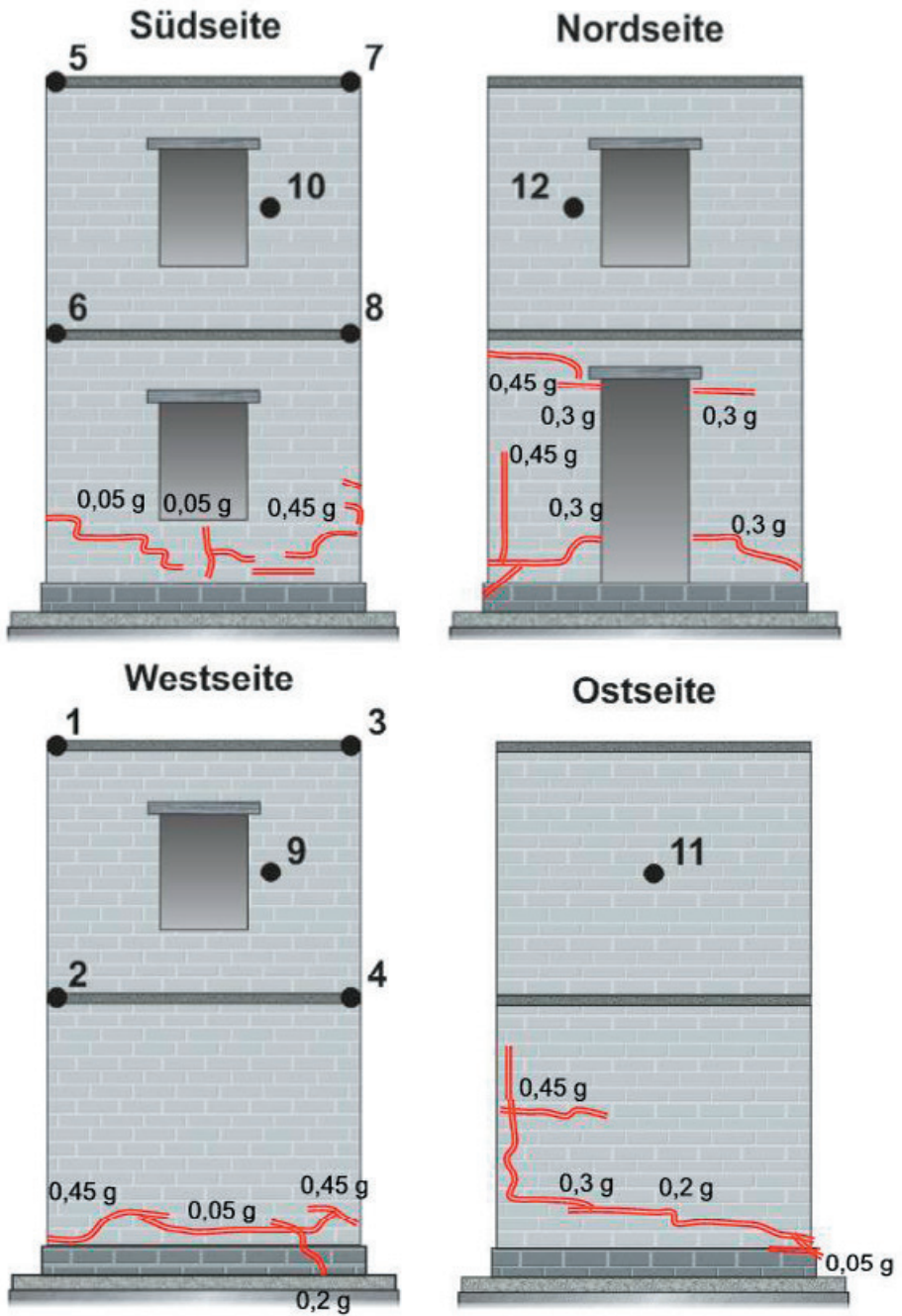


Abb. 8.17: Rissbilder des unverstärkten indischen Gebäudes (G3)

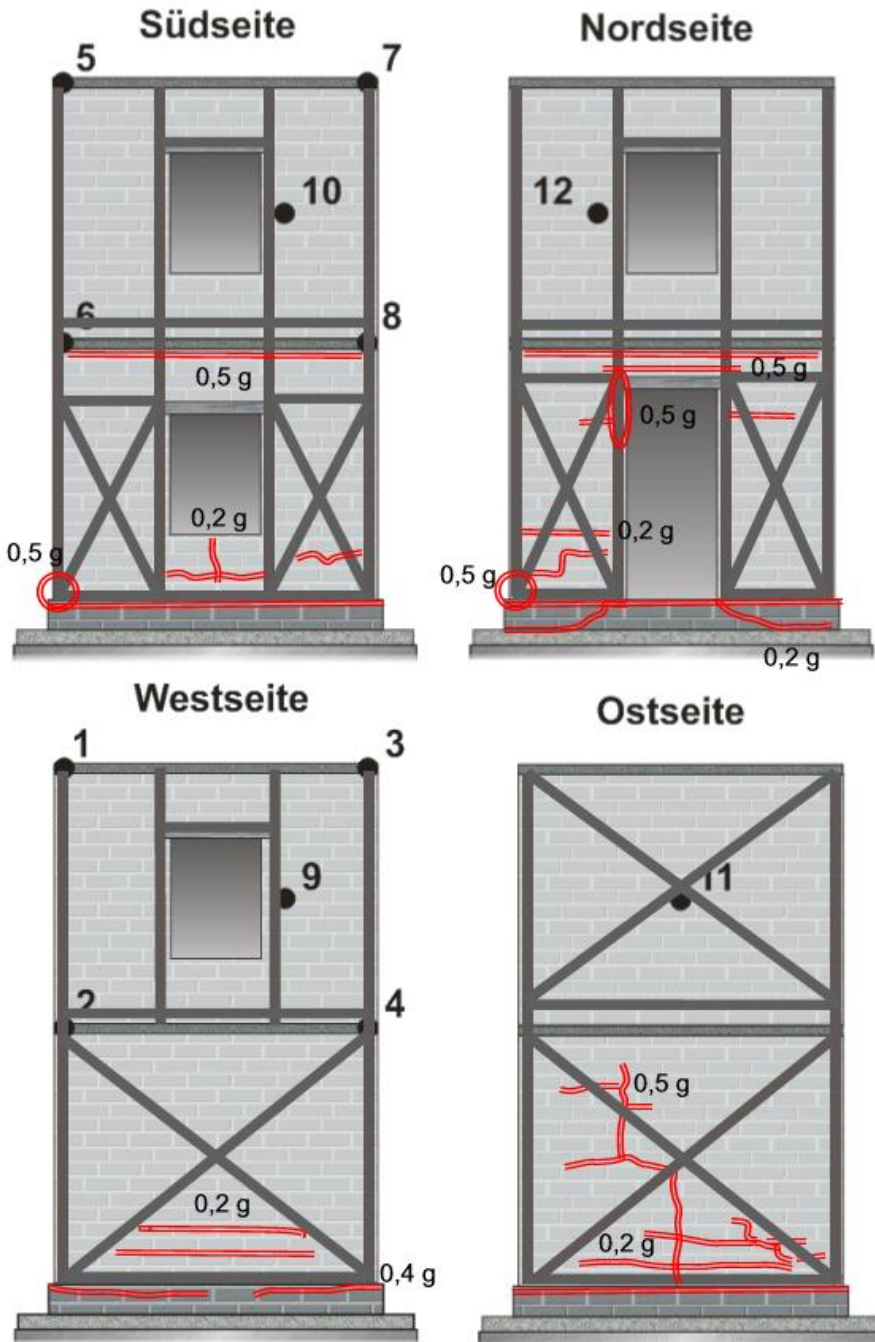


Abb. 8.18: Rissbilder des mit Streifen verstärkten indischen Gebäudes (G4)

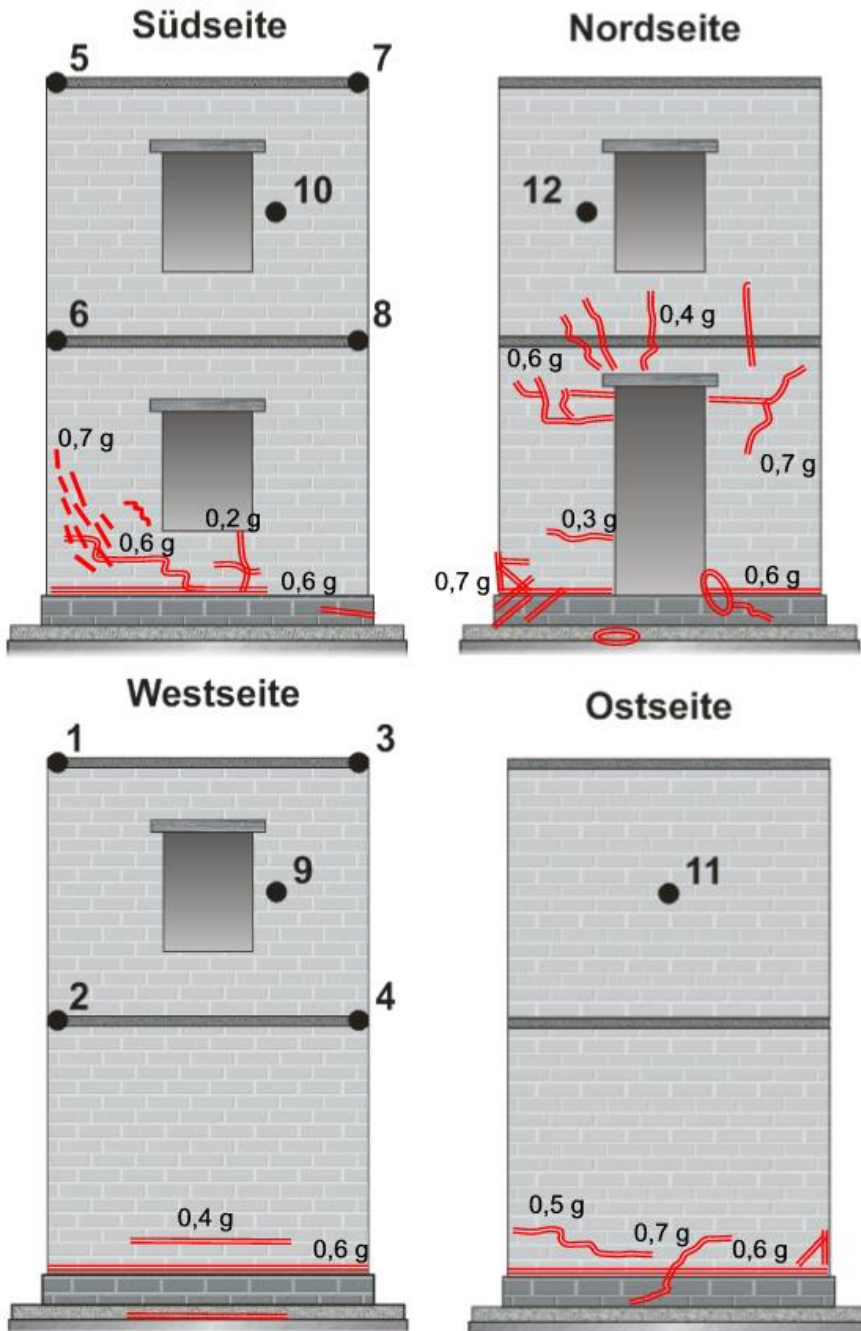


Abb. 8.19: Rissbilder des vollflächig verstärkten indischen Gebäudes (G5)

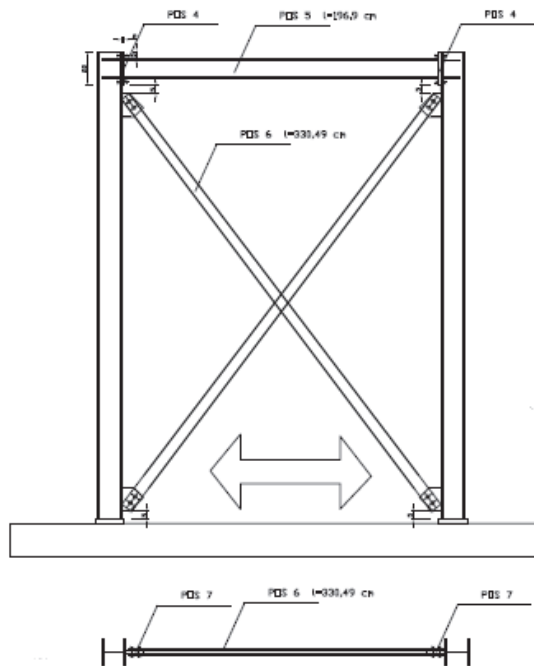


Abb. 8.20: Versuchsaufbau – Konstruktion des Stahlrahmens

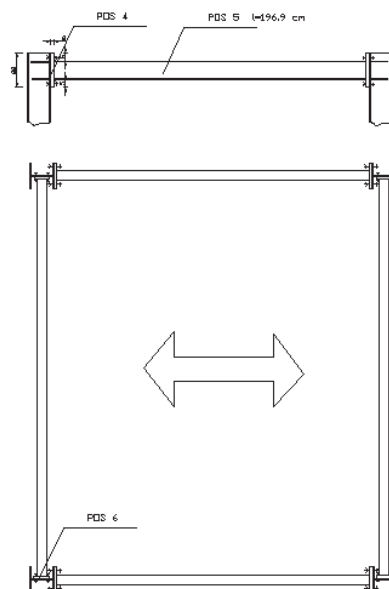


Abb. 8.21: Versuchsaufbau – Konstruktion des Stahlrahmens, Aufsicht

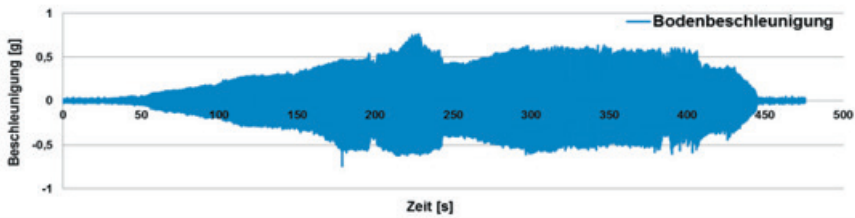


Abb. 8.22: Bodenbeschleunigung der ersten Sinusbelastung (WO2)

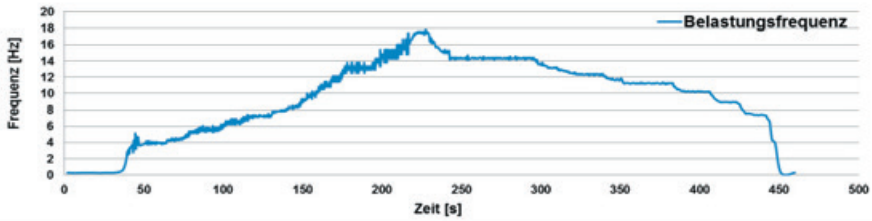


Abb. 8.23: Frequenz des Rütteltischs bei der ersten Sinusbelastung (WO2)

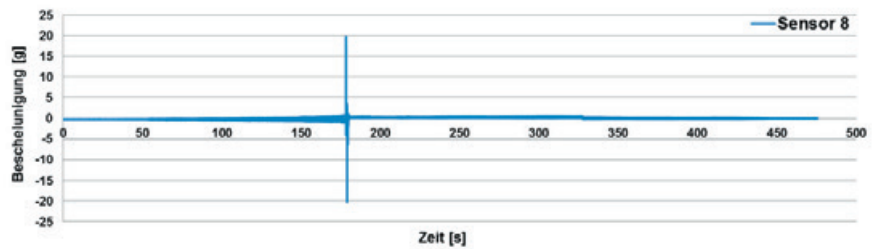


Abb. 8.24: Beschleunigungen des Sensor 8 bei der ersten Sinusbelastung (WO2)

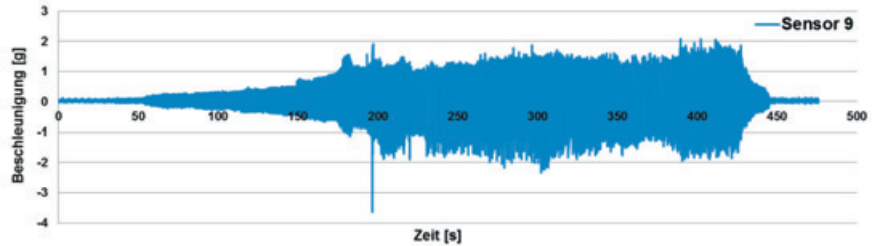


Abb. 8.25: Beschleunigungen des Sensor 9 bei der ersten Sinusbelastung (WO2)

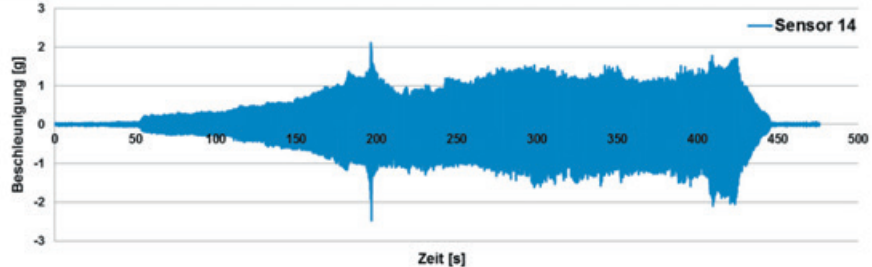


Abb. 8.26: Beschleunigungen des Sensor 14 bei der ersten Sinusbelastung (WO2)

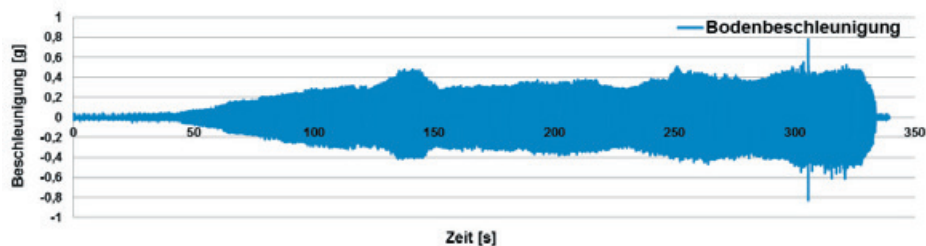


Abb. 8.27: Bodenbeschleunigung der zweiten Sinusbelastung (WO2)

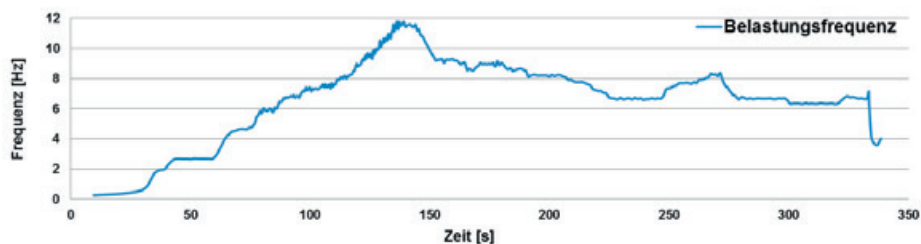


Abb. 8.28: Belastungsfrequenz der zweiten Sinusbelastung (WO2)

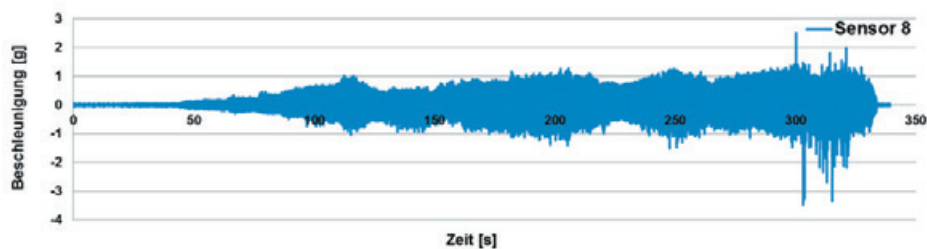


Abb. 8.29: Beschleunigungen des Sensor 8 während der zweiten Sinusbelastung (WO2)

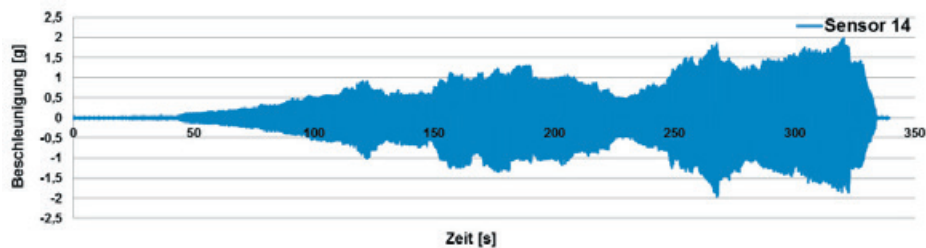


Abb. 8.30: Beschleunigungen des Sensor 14 während der zweiten Sinusbelastung (WO2)

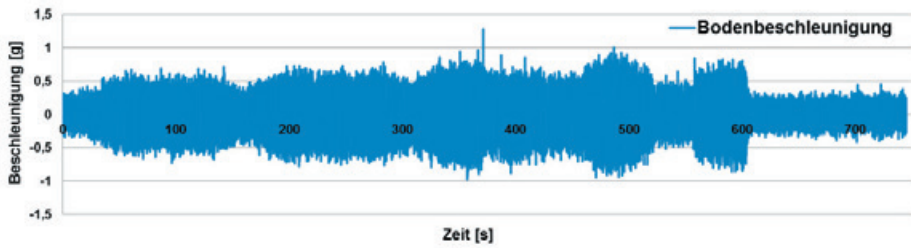


Abb. 8.31: Bodenbeschleunigung der dritten Sinusbelastung (WO2)

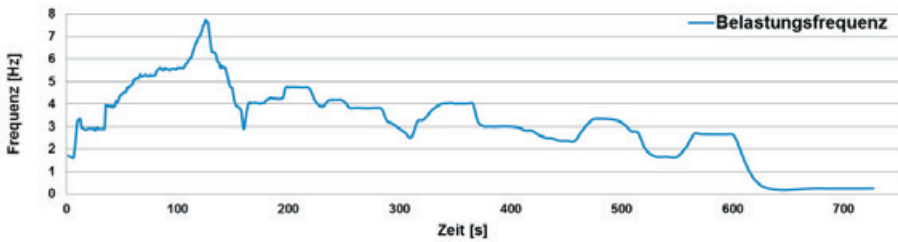


Abb. 8.32: Frequenz des Rütteltischs bei der dritten Sinusbelastung (WO2)

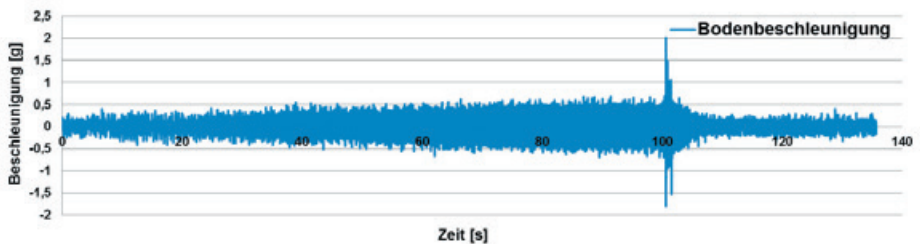


Abb. 8.33: Bodenbeschleunigung der vierten Sinusbelastung (WO2)

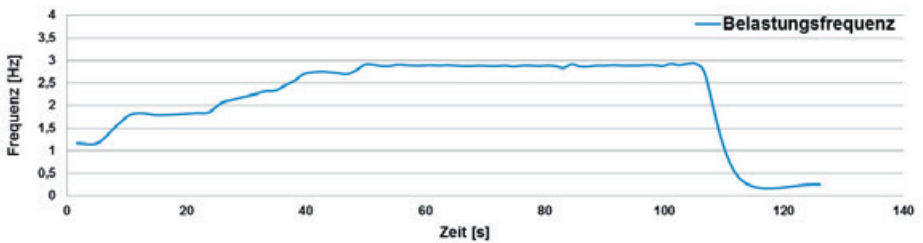


Abb. 8.34: Frequenz des Rütteltischs bei der vierten Sinusbelastung (WO2)

9 Variablenverzeichnis

Variable	Bedeutung
α	Winkelvariable
α_v	Schubverhältnis = $\frac{M}{V \cdot l_w} = \frac{H_e}{D}$
a	Breite der Druckstrebe
a_g	Erdbebenbeschleunigung
$a_{g, \max}$	maximale Grundbeschleunigung (PGA)
A_c	Fläche Beton
$A_{\text{Druckzone}}$	Fläche der Druckzone
A_s	Querschnittsfläche Stahl
A_f	Querschnittsfläche der Fasern
A_{frp}	Querschnittsfläche des Verbundwerkstoffs
A_{Fuge}	Fläche der Lagerfuge
A_m	Fläche Mauerwerk
A_{rt}	Faserquerschnitt pro Textilabschnitt [mm^2/m] (international: laminate cross sectional area)
β	Schubflächenbeifaktor
b	Breite
c	Schubspannungsverstärkungsfaktor
$\delta(f_{\text{def}})$	Verdrehungswinkel der Wand bei einer bestimmten Durchbiegung f_{def}
Δl	Längenänderung der Druckmembran
Δ_u	maximale Verformung (plastisch)
Δx	Länge Stein (nach Mann/Müller)
Δ_y	maximale Verformung (elastisch)
Δy	Höhe Stein (nach Mann/Müller)
d	Bauteilhöhe (Dicke Mauerwerk)
d_{s1}	Innenhebelarm der Stahlbewehrung bei bewehrtem Mauerwerk
D_1	Druckkraft der Druckstrebe
D_2	Druckkraft der Druckstrebe
\mathcal{E}	Dehnung
$\mathcal{E}(f_{\text{def}})$	Dehnung der Druckmembran in Abhängigkeit von der Durchbiegung
\mathcal{E}_f	Dehnung der Verstärkungsfaser
\mathcal{E}_{frp}	Dehnung des Daserverbundwerkstoffs
$\mathcal{E}_{f,u}$	maximale Dehnung der Faser
\mathcal{E}_m	Dehnung Mauerwerk / bzw. Mauerwerk aus Betonsteinen
$\mathcal{E}_{\text{quer, Mörtel}}$	Querdehnung im Mörtel bei Druckbelastung

9 Variablenverzeichnis

$\mathcal{E}_{\text{quer, Stein}}$	Querdehnung im Stein bei Druckbelastung
η	Dämpfungskorrekturfaktor
e	Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft
e_w	M_{Ed}/N_{Ed} Exzentrizität der Einwirkung
E	E-Modul
E_{\perp}	E-Modul senkrecht zur Faser
E_{\parallel}	E-Modul in Faserrichtung
E_D	dissipative Energie der Hysteresekurve
E_f	E-Modul der Faser
E_{frp}	E-Modul Faserverbundwerkstoff
E_m	E-Modul des Mauerwerks
E_S	Dehnungsenergie
f_b	Steinfestigkeit
$f_{b, \parallel}$	Steinfestigkeit parallel zu Lagerfuge
f_{bt}	Steinzugfestigkeit
$f_{bt, \text{cal}}$	rechnerische Steinzugfestigkeit
$f_{b, \text{netto}}$	Netto Druckfestigkeit des Steines
f_c	Druckfestigkeit Beton
$f_{c, \text{mö}}$	Druckfestigkeit Mörtel
$f_{c, \text{mw}}$	Druckfestigkeit Mauerwerk
f_d	Bemessungswert der Druckfestigkeit
f_{def}	Durchbiegung einer Wand in Plattenrichtung
f_f	maximale Zuglast der Faser [N/mm]
f_f^0	Festigkeit der Fasern in 0°-Richtung
f_f^{ϕ}	Festigkeit der Fasern in allgemeiner Richtung
f_f^{θ}	Festigkeit der Fasern in θ° -Richtung
f_f^{30}	Festigkeit der Fasern in 30°-Richtung
f_f^{90}	Festigkeit der Fasern in 90°-Richtung
f_k	charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit (vertikal)
$f_{k, \parallel}$	charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zu Lagerfuge
f_m	Festigkeit Mauerwerk
f_r	Rissfestigkeit
f_s	Festigkeit Stahl
f_{st}	mittlere Steindruckfestigkeit
f_{schub}	Schubverschiebung
$f_{t, m}$	globale Zugfestigkeit des Mauerwerks
$f_{t, s}$	Zugfestigkeit Stein
$f_{t, s}^{\text{mod}}$	modifizierte Steinzugfestigkeit
f_u	Haftzugfestigkeit $= \frac{\psi' \cdot h}{l_w}$
f_{vd}	Bemessungswert der Schubfestigkeit f_{vk}

f_{vk}	charakteristische Schubfestigkeit
f_{vk0}	Anfangsscherfestigkeit bei 0 N/mm ² vertikale Spannung
f_{vk0}^+	modifizierter Wert der Anfangsscherfestigkeit
f_{vk1}	charakteristischer Rechenwert der Scherfestigkeit
f_{vk}^{mod}	modifizierte charakteristische Schubfestigkeit
f_{vk0}^{mod}	modifizierte Anfangsscherfestigkeit
f_{vlt}	Grenzwert für f_{vk}
f_{xd}	Bemessungswert der Biegefestigkeit der entsprechenden Biegerichtung
f_{xd1}	Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene parallel zu den Lagerfugen
$f_{xd1,app}$	erhöhte Biegefestigkeit infolge vertikaler Auflast
f_{xk1}	charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene parallel zu den Lagerfugen
f_{xd2}	Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen
$f_{xd2, app}$	erhöhter Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen
f_{xk2}	charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen
F	Kraft allgemein
F_{axial}	axiale Last im Versuch
F_b	Erdbebensersatzlast
F_{def}	Biegekraft im Versuch
F_{el}	elastische Kraft
F_f^0	Faserkraft in Richtung 0°
F_f^θ	Faserkraft in Richtung θ
$F_{horizontal}$	horizontaler Lastanteil
F_{max}	maximale Last des Versuchskörpers
$F_{max,cal}$	berechnete maximale Kraft
F_{pl}	Kraft plastisch
F_{schub}	Versuchslast
$F_{Schub, max}$	maximaler Widerstand eines Schubkörpers (im 3-Stein-Versuch)
$F_{Schub, 20mm}$	der Widerstand der Mörtelfuge bei 20mm
F_u	Last im Bruchzustand
$F_{vertikal}$	vertikaler Lastanteil
F_y	Last elastisch
γ_{frp}	Teilsicherheitsfaktor für den Verbundwerkstoff
γ_M	Teilsicherheitsfaktor für Mauerwerk
γ_{Rd}	Teilsicherheitsfaktor
h	Höhe
h_0	Höhe im Momentennullpunkt

h_r	Höhe des bezogenen diagonalen Risses
h_s	Höhe Stein + Dicke einer Mörtelfuge
$h_{\text{Stockwerk}}$	Stockwerkshöhe
h_u	Höhe des Elementes (Stein)
I	Trägheitsmoment
I_{cr}	kritisches Trägheitsmoment
I_g	Trägheitsmoment Mauerwerk
κ_{eq}	Korrekturbeiwert infolge der vertikalen Erdbebenkomponenten
k	Steifigkeit
k_{el}	elastische Steifigkeit
k_{pl}	plastische Steifigkeit
λ	Korrekturfaktor für Gebäude größer 2 Stockwerke und $T_1 < 2 T_c$
l	Länge der Wandscheibe
l_a	Länge der Wand zwischen den Auflagern
l_c	überdrückte Länge der Wandscheibe
l_{cal}	die rechnerische Wandlänge
$l_{c,ein}$	die für die Berechnung anzusetzende, überdrückte Länge der Wandscheibe
$l_{c,lin}$	die für die Berechnung anzusetzende, überdrückte Länge der Wandscheibe
l_{ol}	Überbindemaß
l_u	Länge des Elementes (Stein)
l_w	Länge der Wand
μ	Reibungsbeiwert
μ_{end}	Endreibungsbeiwert
$\mu_{mö}$	Querdehnung Mörtel
μ_{prior}	Anfangsreibungsbeiwert
m	Masse
m_f	bezogenes Widerstandsmoment dem Anteil der Faserverstärkung
m_{Rd}	bezogenes Widerstandsmoment
m_{Rd}^{Druck}	bezogenes Widerstandsmoment infolge Druckversagen
m_{Rd}^{Faser}	bezogenes Widerstandsmoment infolge Faserversagen
m_{Rd}^{Stein}	bezogenes Widerstandsmoment infolge Steinversagen
m_x	bezogenes Moment
M	Moment
M_{cr}	Rissmoment
M_{Ed}	der Bemessungswert des in Scheibenrichtung wirkenden Momentes
M_{Rd}	aufnehmbares Biegemoment
$M_{i,Rd}$	Bemessungswiderstand des in-plane Momentes
$M_{o,Rd}$	Bemessungswiderstand des out-of-plane Momentes
M_T^{Fuge}	Torsionsmoment in der Lagerfuge
n	Anzahl der verstärkten Seiten

n_f	Anzahl der Faserlagen
N	Normalkraft
N_{Ad}	Bemessungswert des Bogenschubs
N_{Ed}	der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
N_f	Faseranzahl pro Längeneinheit
N_{Rd}	Bemessungswiderstand Normalkraft
φ	einseitige oder beidseitige Verstärkung
Ψ	doppelte Lagerung
Ψ_f^0	Wirkungsgrad der Faserverstärkung in 0° -Richtung (kann durch vorzeitiges Verbundversagen reduziert werden)
Ψ_f^θ	Wirkungsgrad der Faserverstärkung in θ° -Richtung
Ψ_f^{90}	Wirkungsgrad der Faserverstärkung in 90° -Richtung
ϕ	allgemeiner Winkel
p	Vertikallast
q	Flächenlast
$q_{lat,d}$	Bemessungswert des Tragwiderstands infolge horizontaler Flächenbelastung der Wand
q_{ult}	maximale Flächenlast
ρ	Wichte der Fasern [g/cm^3]
ρ_v	Bewehrungsgrad
r_h	$=h/l_w =$ Verhältnis Höhe zu Länge einer Wand
R	Rückstellkraft infolge einer Druckmembran im Mauerwerk
σ_\perp	Spannung senkrecht zu Faser
σ_\parallel	Spannung in Faserrichtung
σ_1	erste Hauptspannung
σ_2	zweite Hauptspannung
σ_d	Druckspannung
σ_{spZ}	Spaltzugspannung
σ_x	Spannung in x-Richtung
σ_v	vertikale Spannung
$\sigma_{x,mö}$	Mörtelspannung in x-Richtung
$\sigma_{y,mö}$	Mörtelspannung in y-Richtung
$\sigma_{z,mö}$	Mörtelspannung in z-Richtung
S_d	Beschleunigungswert im Bemessungsantwortspektrum
s_f	Abstand Streifen/Fasern
τ	Schubspannung
τ_{cs}	Schubfestigkeit für die klaffende Lagerfuge
τ_{max}	Maximale Schubspannung
τ_{ws}	Schubfestigkeit für nicht- klaffende Lagerfuge
θ	Neigungswinkel der Diagonalfasern
t	Dicke der Wand
t_1	Dicke der ersten Mörtelschicht

9 Variablenverzeichnis

t_2	Dicke der zweiten Mörtelschicht
t_{cal}	rechnerische Wanddicke
$t_{e,lin}$	die für die Berechnung anzusetzende überdrückte Dicke der Wand
t_f	Dicke Fasern – äquivalente Faserdicke
t_p	Dicke des Grundputzes
$t_{versuch}$	Dicke des Versuchskörpers
T	Periode
T_f	Kraft der Faserverstärkung
T_f^0	Zugkraft der Fasern in 0° -Richtung
T_f^θ	Zugkraft der Fasern in θ° -Richtung
T_f^{90}	Zugkraft der Fasern in 90° -Richtung
T_{gu}	Zugkraft im Zuggurt
T_x	Texzahl der Faser
\ddot{u}	Überbindemaß
V_c	Querkraft des Betons
V_{Ed}	einwirkende Querkraft
V_f	Querkraft infolge der Faserverstärkung
V_m	Querkrafttragfähigkeit des unverstärkten Mauerwerks
V_{Rd}	Bemessungsquerkrafttragfähigkeit
V_{Rd2}	Zusatzanteil durch Verstärkung
V_{Rk}	charakteristische Querkrafttragfähigkeit
w_{cr}	Rissbreite
w_f	Breite der Faser
W	Widerstandsmoment
W_T	Torsionswiderstandsmoment
ξ	viskoser Dämpfungswert
ξ_{tot}	gesamte viskose Dämpfung
x	Höhe der Zugzone
\dot{x}	Geschwindigkeitsvariable
\ddot{x}	Beschleunigungsvariable
$\ddot{x}_g(t)$	Beschleunigungsvariable der Erdbebenbelastung
$y(f_{def})$	Koordinate des Stiches der Druckmembran
z	innerer Hebelarm
Z	elastisches Widerstandsmoment je nach Höhen- oder Längeneinheit
ζ	viskoses Dämpfungsmaß
ζ_{eq}	äquivalente viskose Dämpfung des inelastischen Einmassenschwingers

10 Ad fontes

- [1] Abrams, D.P. - *Seismic rehabilitation technologies for masonry walls*, National Symposium on Comprehensive Force Protection, 2001
- [2] Abrams, D.P. - *Strength and behavior of unreinforced masonry elements*, Earthquake Engineering, Tenth World Conference, 3475-3480, 1992
- [3] ACI Committee 440 - *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*, ACI 440.2R-02, 2002.
- [4] Adham, S.A; Ewing, R.D.; Agbabian, M.S. - *Mitigation of seismic hazards in tilt-up-wall buildings*, 637-644, 1982.
- [5] Aiello, M.A.; Sciolti, S.M. - *Bond analysis of masonry structures strengthened with CFRP sheets*, Construction and Building Materials 20, 90-100, 2006.
- [6] Albert, Michael L. - *Rehabilitation of unreinforced masonry walls with externally applied fiber reinforced polymers*, 1998.
- [7] Albert, Michael L.; Elwi, Alaa E.; Roger Cheng, J.J. - *Strengthening of unreinforced masonry walls using FRPs*, Journal of Composites for Construction Vol.5 No.2, 76-84, 2001
- [8] Al-Chaar, G.; Hasan, H.A. - *Masonry bearing and shear walls retrofitted with overlay composite material*, USACERL Technical Report 98/86, 1998.
- [9] Ambraseys, N.; P. Smit; R. Sigbjörnsson; P. Suhadolc; and B. Margaris - *Internet-site for european strong-motion data*, EVR1-CT-1999-40008 - European Commission - Directorate-General XII - Environmental and Climate Programme, <<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>>, 2001.
- [10] Araki, N.; Kitamura, Dr. Y.; Maeda, M.; Nagae, H.; Yoshida, Dr. N. - *Seismic rehabilitation of historic brick buildings by inserting stainless pins*, www.nbmcw.com, 2008.
- [11] Bachmann, H. - *Erdbeben in der Bibel - eine geistesgeschichtliche Betrachtung für Erdbebeningenieure und Seismologen*, D-A-CH-Mitteilungsblatt Band 84, 2009.
- [12] Bachmann, H. - *Erdbebensicherung von Bauwerken*, 2002.
- [13] Bachmann, H.; Lang, K. - *Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten*, 2002.

- [14] Bayer (research) - *Das Bayer Forschungsmagazin - Ausgabe 23 - Die Erbebentapete*, Research Ausgabe 23, 2011.
- [15] Beer, C. - *Erdbebengefährdung in Abhängigkeit vom Geologischen Untergrund*, Dissertation ETH Nr. 11740, 1997.
- [16] Beer, I.; Schubert, P. - *Zum Einfluss der Steinformate auf die Mauerwerksdruckfestigkeit – Formfaktoren für Mauersteine*, Mauerwerk-Kalender, 89-126, 2005.
- [17] Benedetti, D.; Pezzoli, P. - *Shaking table test on masonry buildings - results and comments*, ISMES, Seriate Bergamo Italy, 1996.
- [18] Bennett, R.M.; Flanagan, R.D.; Henderson, R.C. - *Discussion of "Arching in masonry walls subjected to earthquake motions" by athanasios dafnis, holger kolsch, and hans-günter reimerdes*, Journal of Structural Engineering ASCE, 838, 2003.
- [19] Bennett, R.M.; Fowler, J.J.; Flanagan, R.D. - *Shake table testing of structural clay tile infilled frames*, 1996 North American Masonry Conference, 1996.
- [20] Berndt, E. - *Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk - experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbesandstein*, Bautechnik 73, 224-234, 1996.
- [21] Berz, G. (Hrsg.) - *Erdbebeneinwirkungen auf nichttragende Bauelemente*, DGEB (Deutsche Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik) - Publikation Nr. 3, 1991.
- [22] Bibel - Luther 1912 – *Apostelgeschichte 16.25-27 - Paulus und Silas im Gefängnis*
- [23] Bibel - Luther 1912 - *Josua 6.20 - Jericho wird erobert und zerstört*
- [24] Brameshuber, W.; Graubohm, M.; Schmidt, U. - *Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk Teil 4: Scherfestigkeit*, Mauerwerk-Kalender Vol. 31, 193-226, 2006.
- [25] Brencich, A.; Gambarotta, L. - *Mechanical response of solid clay brickwork under eccentric loading. Part II: CFRP reinforced masonry*, Materials and Structures Vol.38, 2005.
- [26] Brogogno, W. - *Erdbebenertüchtigung eines Hochhauses*, tec 21 36/2001, 13-16, 2001.
- [27] Brown, J.P; Maji, A. - *Full-scale blast testing of GFRP reinforced masonry walls*, 2000.
- [28] Carydis, P.; Mouzakis, H.; Benedetti, D.; Pezzoli, P. - *Repair and strengthening of seismically damaged traditional masonry buildings*, 11th ECEE, 1998.

- [29] Casareto, M.; Oliveri, A.; Romelli, A.; Lagomarsino, S. - *Bond behavior of FRP laminates adhered to masonry*, 2003.
- [30] Centeno, J. - *In-plane shake table testing of gravity load designed reinforced concrete frames with unreinforced masonry infill walls*, 2009.
- [31] Ceroni, F.; Sica, S.; Pecce, M.; Garofano, A. - *Effect of soil-structure interaction on the dynamic behavior of masonry and RC buildings*, 15 WCEE Lisboa, 2012.
- [32] Chopra A.K. - *Dynamic of structures - a primer*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1981.
- [33] Chopra, A. K.; Goel R. K. - *Capacity demand diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures*, 1999.
- [34] Chopra, A.K. - *Dynamics of structures*, 1995.
- [35] Chuang, S.W.; Zhuge, Y.; McBean, P.C. - *Seismic retrofitting of unreinforced masonry walls by cable system*, 13 WCEE Paper No. 3228, 2004.
- [36] Chuang, S.W.; Zhuge, Y.; Wong, T.Y.; Peters, L.; McBean, P.C. - *Seismic retrofitting of unreinforced masonry walls by FRP strips*, 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, 2001.
- [37] Clough, R.W.; Güllkan, P.; Manos, G.C.; Mayes, R.L. - *Seismic testing of single-story masonry houses: Part 1*, Journal of Structural Engineering Vol.116 No.1, 257-274, 1990.
- [38] Clough, R.W.; Güllkan, P.; Manos, G.C.; Mayes, R.L. - *Seismic testing of single-story masonry houses: Part 2*, Journal of Structural Engineering Vol.116 No.1, 257-274, 1990.
- [39] CNR-DT 200/2004: *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures*, CNR - Advisory Committee on technical recommendations for construction, 2004.
- [40] Curbach, M.; Baumann, L.; Jesse, F.; Martius, A. - *Textilbewehrter Betonstand der Technik und Anwendungsbeispiele*, VDI Bau Jahrbuch Bautechnik, 166-181, 2001.
- [41] Curbach, M.; Baumann, L.; Jesse, F.; Martius, A. - *Textilbewehrter Beton für die Verstärkung von Bauwerken*, Beton Nr. 51, 430-434, 2001.
- [42] Curbach, M.; Martius, A.; Baumann, L. - *Untersuchungen zur nachträglichen Verstärkung von Betonbauteilen mit textilbewehrtem Beton*, Bauen mit Textilien, 24-30, 1999.
- [43] Dazio, A. - *The effect of the boundary conditions on the out-of-plane behaviour of unreinforced masonry walls*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- [44] Dazio, A.; Wenk, T. - *Erdbebensicherung von Bauwerken II Folienkopien HS 2008*, 2008.

- [45] Dehn, F. ; Holschemacher, K. ; Tue, N.V. – *Faserverbund-Werkstoffe: Innovationen im Bauwesen*, 2005.
- [46] Derakhshan, H.; Ingham, J.M. - *Out-of-plane testing of an unreinforced masonry wall subjected to one-way bending*, 2008.
- [47] Derakhshan, H.; Ingham, J.M.; Griffith, M.C. - *Effects of unreinforced masonry wall slenderness ration on out-of-plane post-cracking dynamic stability*, NZSEE Conference 2010, 2010.
- [48] Derakhshan, H.; Ingham, J.M.; Griffith, M.C. - *Tri-linear force-displacement models representative of out-of-plane unreinforced masonry wall behaviour*, 11th canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, 2009.
- [49] Dhanasekar, M.; Kleeman, P.W.; Page, A.W. – *The failure of brick masonry under biaxial stress*, ICE Proceedings Vol. 79 Issue 2, 295-313, 1985.
- [50] Dialer, C. – *Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk*, 1990.
- [51] Dialer, C. – *Modellierung von Mauerwerk mittels Distinkter Elemente*, Mauerwerk-Kalender, 621-626, 1993.
- [52] DIN - *DIN 18554 Teil 1: Prüfung von Mauerwerk – Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls*, DIN 18554 Teil 1, 1985.
- [53] DIN - *DIN 18555 Teil 3: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Festmörtel, Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte*, DIN 18554 Teil 3, 1982.
- [54] DIN - *DIN 18555 Teil 4: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Festmörtel, Bestimmung der Längs- und Querdehnung sowie von Verformungskenngrößen von Mauermörteln im statischen Druckversuch*, DIN 18555 Teil 4, 1986.
- [55] DIN - *DIN 18555 Teil 6: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Festmörtel, Bestimmung der Haftzugfestigkeit*, DIN 18555 Teil 6, 1987.
- [56] DIN - *DIN EN 1015-12: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk Teil 12: Bestimmung der Haftfestigkeit von erhärteten Putzmörteln*, DIN EN 1015-12, 2000.
- [57] DIN - *DIN EN 1051-11: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel*, DIN EN 1051-11, 2007.
- [58] DIN - *DIN EN 1052-1: Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*, DIN EN 1052-1, 2007.

- [59] DIN - *DIN EN 1052-3: Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)*, DIN EN 1052-3, 2007.
- [60] DIN - *DIN EN 12188: Prüfverfahren - Bestimmung der Klebewirkung an Stahl für die Charakterisierung der Eigenschaften von Klebstoffen für konstruktive Zwecke*, DIN EN 12188, 1999.
- [61] DIN - *DIN EN 1926: Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit*, DIN EN 1926, 2007.
- [62] DIN - *DIN EN 1998-1 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*, DIN EN 1998-1, 2010.
- [63] DIN - *DIN EN 771-1: Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Mauerziegel*, DIN EN 771-1, 2011.
- [64] DIN - *DIN EN 771-2: Festlegungen für Mauersteine – Teil 2: Kalksandsteine*, DIN EN 771-2, 2011.
- [65] DIN - *DIN EN 771-6: Festlegungen für Mauersteine – Teil 6: Natursteine*, DIN EN 771-6, 2011.
- [66] DIN - *DIN EN 772-1: Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*, DIN EN 772-1, 2011.
- [67] DIN - *DIN EN ISO 2062: Textilien- Garne von Aufmachungseinheiten- Bestimmung der Höchstzugkraft und Höchstzugkraftdehnung von Garnabschnitten unter Verwendung eines Prüfgeräts mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit (CRE) (ISO 2062:2009)*, DIN EN ISO 2062, 2010.
- [68] DIN - *DIN V 106: Vornorm – Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften*, DIN V 106, 2005.
- [69] DIN - *DIN EN ISO 13934-1: Zugeigenschaften von textilen Flächengebilden Teil1: Bestimmung der Höchstzugkraft und Höchstzugkraft-Dehnung mit dem Streifen-Zugversuchen*, DIN EN ISO 13934-1, 1999.
- [70] Dizhur, D.; Derakhshan, H.; Lumantarna, R.; Griffith, M.; Ingham, J. - *Out-of-plane strengthening of unreinforced masonry walls using near surface mounted fibre reinforced polymer strips*, SESOC Journal volume 23 no.2, 91-103, 2010.
- [71] Dizhur, D.; Derakhshan, H.; Lumantarna, R.; Ingham, J. - *Earthquake-damaged unreinforced masonry building tested in-situ*, SESOC Journal Vol. 23 No. 2, 76-89, 2010.
- [72] Doherty, K.; Griffith, M.C.; Lam, N.; Wilson, J. - *Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol.31 no.4, 833-850, 2002.

- [73] Ehrenstein, G.W - *Faserverbund-Kunststoffe*, 2006.
- [74] Ehsani, M.; Saadatmanesh, H. - *Seismic retrofit of URM walls with fiber composites*, TMS Journal, 63-72, 1996.
- [75] Ehsani, M.R.; Saadatmanesh, H. - *Fiber composites: an economical alternative for retrofitting earthquake-damaged precast-concrete walls*, Earthquake Spectra Vol. 13 No. 2, 225-241, 1997.
- [76] Ehsani, M.R.; Saadatmanesh, H.; Al-Saidy, A. - *Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays*, Journal of Composites for Construction Vol.1 No.1, 17-25, 1997.
- [77] Ehsani, M.R.; Saadatmanesh, H.; Velazquez-Dimas, J.I. - *Behavior of retrofitted URM walls under simulated earthquake loading*, Journal of Composites for Construction, 134-142, 1999.
- [78] Ehsani, M.R.; Saadatmanesh, H.; Velazquez-Dimas, J.I. - *Retrofit of clay brick walls with fiber composites*, 11th ECEE, 1998.
- [79] ElGawady, M. - *Seismic in-plane behaviour of urm walls upgraded with composites*, Dissertation 2004.
- [80] ElGawady, M.A.; Lestuzzi, P.; Badoux, M. - *Retrofitting of masonry walls using shotcrete*, NZSEE Conference, 2006.
- [81] Erdal, M. - *Improving out-of-plane strength and ductility of unreinforced masonry walls in low-rise buildings by centrally applied FRP strip*, International Journal of the Physical Sciences Vol.5 (2), 116-131, 2010.
- [82] Ersubasi, F.; Korkmaz, H.H. - *Shaking table tests on strengthening of masonry structures against earthquake hazard*, Natural Hazards and Earth System Sciences 10, 1209-1220, 2010.
- [83] Ewing, R.D.; Kariotis J.C. – *Methodology For Mitigation Of Seismic Hazards In Existing Unreinforced Masonry Buildings: Wall Testing, Out-Of-Plane*, ABK Joint Venture, 1981
- [84] Faella, C.; Martinelli, E.; Nigro, E.; Paciello, S. - *Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign*, Construction and Building Materials 24, 84–93, 2010.
- [85] Fehling, E.; Stürz, J. - *Neuste Erkenntnisse zur Bemessung von Mauerwerk unter Erdbebeneinwirkungen*, Bauingenieur Band 84 - Mauerwerksbau – Erdbeben, 482-485, 2009.
- [86] Franklin, S.; Lynch, J.; Abrahams, D. - *Performance of rehabilitated URM shear walls: flexural behavior of piers*, 2001.
- [87] Galati N.; Tumialan, J. Gustavo; Nanni, A.; La Tegola, A. - *Influence of arching mechanism in masonry walls strengthened with FRP laminates*, ICCI 2002, 2002.

- [88] Ganz, H.R. – *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich Nr. 148, 1985.
- [89] Ganz, H.R.; Thürlimann, B. – *Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1984.
- [90] Gilstrap, J.M.; Dolan, C.W. - *Out-of-plane bending of FRP-reinforced masonry walls*, Composites Science and Technology 58, 1277-1284, 1998.
- [91] Gonzales, P.J., et al - *The 2011 lorca earthquake slip distribution controlled by groundwater crustal unloading*, nature geoscience, 2012.
- [92] Graubner, C.; Kranzler, T.; Schubert, P.; Simon, E. – *Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk Teil 3: Schubfestigkeit von Mauerwerksscheiben*, Mauerwerk-Kalender, 7-88, 2005.
- [93] Griffith, M.C.; Lam, N.T.K.; Wilson, J.L.; Doherty, K. - *Experimental Investigation of unreinforced brick masonry walls in flexure*, Journal of Structural Engineering Vol.130 No.3, 423-432, 2004.
- [94] Griffith, M.C.; Magenes, G.; Melis, G.; Picchi, L. - *Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation*, Journal of Earthquake Engineering Vol.7 Special Issue 1, 141-169, 2003.
- [95] Griffith, M.C.; Vaculik, J.; Lam, N.T.K.; Wilson, J.; Lumantarna, E. - *Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol.36 No.6, 801-821, 2007.
- [96] Grünthal, G.; Mayer-Rosa, D.; Lenhardt, W.A. - *Abschätzung der Erdbebengefährdung für die D-A-CH-Staaten - Deutschland, Österreich, Schweiz*, Die Bautechnik 1998 Heft 10, 1998.
- [97] Hamed, E.; Rabinovitch, O. – *Free out-of-plane vibrations of masonry walls strengthened with composites materials*, Journal of Engineering Mechanics Vol. 137 No. 2, 125-137, 2011.
- [98] Hamilton III, H.R.; Dolan, C.W. - *Flexural capacity of glass FRP strengthened concrete masonry walls*, Journal of Composites for Construction Vol. 5 No. 3, 170-178, 2001.
- [99] Hamoush, S.; McGinley, M.; Mlakar, P.; Terro, M.J. - *Out-of-plane behavior of surface-reinforced masonry walls*, Construction and Building Materials 16, 341-351, 2002.
- [100] *Handbuch Eurocode 6: Mauerwerksbau*, DIN, 2012.
- [101] Hendry, A.W. - *Structural masonry*, 1998.
- [102] Hendry, A.W. – *Structural masonry*, 296, 1990.
- [103] Hilsdorf, H. - *Untersuchung über die Grundlagen der Mauerwerkfestigkeit*, Materialprüfamt für das Bauwesen TH München Bericht Nr.40, 1965.

- [104] Hoepfner, C.R.; Sparling, B.F.; Wegner, L.D.; Sakr, K. - *CFRP reinforced masonry walls subjected to out-of-plane loading*, 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, 2002.
- [105] Holberg, A.M.; Hamilton III, H.R. - *Strengthenig URM with GFRP composites and ductile connections*, Earthquake Spectra Vol.18 No.1, 63-84, 2002.
- [106] Holden, T.; Restrepo, J.; Mander, J.B. - *Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls*, ASCE DOI: 10.1061, 286-296, 2003.
- [107] Homepage des High Frequency Active Auroral Research Programme <http://www.haarp.alaska.edu>
- [108] Hrynyk, T.; Galati, N.; Myers, J.J. - *An analytical approach to predict the out-of-plane behavior of FRP retrofitted masonry infill walls with arching action*, Proceedings of ACIC 07, 2007.
- [109] Hrynyk, T.; Myers, J.J. - *Comparative study on the out-of-plane behavior of retrofitted masonry wall systems with arching action*, 2006.
- [110] Indian Standard 1893, Earthquake Engineering Sectional Committee, CED 39 - *Criteria for earthquake resistant design of structures*, 2002.
- [111] Institut Wohnen und Umwelt (IWU) - *Datenbasis Gebäudebestand, Bremer Energie Institut*, S. 53, 2010.
- [112] Jäger, W. - *Mauerwerk Kalender 2007*, Pech S., S.110-111, 2007
- [113] Jäger, W. - *Mauerwerk Kalender 2007*, S. 80, 2007.
- [114] Jäger, W.; Marzhan, G. - *Mauerwerk - Bemessung nach DIN 1053-100*, 2010.
- [115] Jai, J.; Springer, G.S.; Kollar, L.P.; Krawinkler, H. - *Reinforcing masonry walls with composite materials*, Journal of composites Materials Vol.34 No.18, 1548-1581, 2000.
- [116] Jai, J.; Springer, G.S.; Kollar, L.P.; Krawinkler, H. - *Reinforcing masonry walls with composite materials - test results*, Journal of Composite Materials Vol.34 No.16, 1369-1381, 2000.
- [117] Juhasova, E.; Hurak, M.; Zembaty, Z. - *Assessment of seismic resistance of masonry structures including boundary conditions*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22, 1193-1197, 2002.
- [118] Juhasova, E.; Sofronie, R.; Bairrao, R. - *Stone masonry in historical buildings - ways to increase their resistance and durability*, Engineering Structures 30, 2194-2205, 2008.
- [119] Kanit, R.; Erdal, M.; Can, Ö. - *Assessing the experimental behaviour of load bearing masonry walls subjected to out-of-plane loading*, Scientific Research and Essays Vol.5(21), 3336-3344, 2010.

- [120] Kawamata, Y.; Nakayama, M.; Towhata, I.; Yasuda, S.; Tabata, K. - *Large-scale experiment using E-defense on dynamic behaviors of underground structures during strong ground motions in urban areas*, 15 WCEE Lisboa, 2012.
- [121] Keller, W. - *Und die Bibel hat doch recht*, 1956.
- [122] Kenyon K. M.: *Digging up Jericho*. London 1957.
- [123] Kirtschig, K.; Meyer, J. - *Auswertung von Mauerwerksversuchen zur Festlegung von zulässigen Spannungen und charakteristischen Mauerwerkfestigkeiten - Teil1: Auswertung 1987 - Teil2: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse 1987 - Teil 3: Weitere Überlegungen 1988*, Heft 54 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, 1987.
- [124] Klees, M. - *Sachstandsbericht zur Bemessung von Bauteilen mit Klebeverstärkung*, 2004.
- [125] Kolsch, H. - *Carbon fiber cement matrix (CFCM) overlay system for masonry strengthening*, Journal of Composites for Construction Vol. 2 No. 2, 105-109, 1998.
- [126] Kolsch, H. - *Eine Laminatbeschichtung aus Kohlenstoffgeweben und Zementmatrix zur Mauerwerksverstärkung*, Bauen mit Textilien Heft 2, 13-18, 1998.
- [127] Kolsch, H. - *Ertüchtigung von Mauerwerk mittels Laminatbeschichtung*, 1995.
- [128] Kolsch, H. - *Hochtiefe carbon fiber cement matrix (CFCM) overlay system for masonry strengthening*.
- [129] Könke, C. (Hrsg.) - *D-A-CH Tagung 2011: Erdbeben und Baudynamik*, 12. D-A-CH Tagung 2011, 2011.
- [130] Kuzik, M.D.; Elwi, A.E.; Riger Cheng, J.J. - *Cyclic flexure tests of masonry walls reinforced with glass fiber reinforced polymer sheets*, Journal of Composites for Construction Vol. 7 No.1, 20-30, 2003.
- [131] Laursen, P.T.; Ingham, J.M. - *Structural testing of enhanced post-tensioned concrete masonry walls*, ACI Structural Journal Vol.101 No.6, 852-862, 2004.
- [132] Laursen, P.T.; Ingham, J.M. - *Structural testing of large-scale post-tensioned concrete masonry walls*, Journal of Structural Engineering Vol.130 Nr.10, 1497-1505, 2004.
- [133] Li, T.; Galati, N.; Tumialan, J.G.; Nanni, A. - *Analysis of unreinforced masonry concrete walls strengthened with glass fiber-reinforced polymer bars*, ACI Structural Journal Vol.102 No.4, 569-577, 2005.

- [134] Liehr, S.; Krebber, K. - *A dynamic fiber optic strain and power change sensor*, Proceedings of SPIE Vol.7753, 775351–775351–4, 2011.
- [135] Liehr, S.; Krebber, K. - *Application of quasi-distributed and dynamic length and power change measurement using optical frequency domain reflectometry*, IEEE Sensors J. Vol.12 No.1, 237-245, 2012.
- [136] Lighton, J.R.B.; Duncan, F.D. - *Shaken, not stirred: a serendipitous study of ants and earthquakes*, The Journal of Experimental Biology 208, 3103-3107, 2005.
- [137] Lihong, X.; Xiong, D.; Ruifeng, W.; Jingqian, X. - *Shaking table tests and dynamic analyses of masonry wall buildings with frame-shear walls at lower stories*, Earthquake Engineering and Engineering Vibration Vol.7, No.3, 271-283, 2008.
- [138] Lourenco, P.B. - *Computational strategies for masonry structures*, 1996.
- [139] Magenes. G.; Calvi, G.M. - *In-plane seismic response of brick masonry walls*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol.26, 1091-1112, 1997.
- [140] Magenes. G; Penna A.; Rota M.; Galasco A.; Senaldi I. - *Shaking table test of a full scale stone masonry building with stiffened floor and roof diaphragms*, 15 WCEE Paper No. 5320, 2012.
- [141] Mann, W.; Müller, H. - *Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben*, Die Bautechnik 50, 421-425, 1973.
- [142] Mann, W.; Müller, H. - *Nachrechnung der Wandversuche mit einem erweiterten Schubbruchmodell unter Berücksichtigung der Spannungen in den Stoßfugen, Anlage 2 zum Forschungsbericht "Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung", Forschungsbericht IV/1-5-488/86*, TH Darmstadt, 1986.
- [143] Mann, W.; Müller, H. - *Schubtragfähigkeit von Mauerwerk*, Mauerwerk-Kalender 3, 35-65, 1978.
- [144] Marshall, O.; Sweeney, S.; Trovillion, J. - *Performance testing of fiber-reinforced polymer composite overlays for seismic rehabilitation of unreinforced masonry walls*, US Army Corps of Engineers, 2000.
- [145] Mayorca, P.; Meguro, K. - *Proposal of an efficient technique for retrofitting unreinforced masonry dwellings*, 13 WCEE Paper No. 2431, 2004.
- [146] Mazzon, N. - *Influence of grout injection on the dynamics behaviour of stone masonry buildings*, 2010.
- [147] Meier, C. - *Richtig Bauen - Bauphysik im Zwielicht, Probleme und Lösungen*, 2002.

- [148] Meisl, C.S. - *Out-of-plane seismic performance of unreinforced clay-brick masonry walls*, 2006.
- [149] Meskouris, K.; Hinzen, K.-G. - *Bauwerke und Erdbeben – Grundlagen, Anwendungen, Beispiele*, 2003.
- [150] Meyer, U.; Schubert, P. - *Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk*, Mauerwerk-Kalender 17, 615-622, 1992.
- [151] Minke, G. - *Handbuch Lehm- und Ziegelbau - Baustoffkunde, Techniken, Lehmarchitektur*, 2009.
- [152] Mojsilovic, N. - *Zum Tragverhalten von kombiniert beanspruchtem Mauerwerk*, 1995.
- [153] Mojsilovic, N.; Marti, P. - *Eccentric shear and normal forces in structural masonry*, 335-340, 2002.
- [154] Mosallam, A.S. - *Out-of-plane flexural behavior of unreinforced red brick walls strengthened with FRP composites*, Composites: part B 38, 559-574, 2007.
- [155] Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, GeoRisikoForschung, Nat-Cat-SERVICE - *Die 5 größten Naturkatastrophen in 2011*, 2012.
- [156] Munich, J.C. - *Hybride Multidirektionaltextilien zur Erdbebenverstärkung von Mauerwerk – Experimente und numerische Untersuchungen mittels eines erweiterten Makromodells*, Dissertation, 2010.
- [157] Nagy-György, T.; Stoian, V.; Dan, D. - *Strength and economic assessment of different retrofitting methods for shear deficient masonry walls of heritage structures*, CSHM - 3, 11 - 13 August 2010, 161-172, 2010.
- [158] Nanni, A. - *A new tool for concrete and masonry repair - strengthening with fiber-reinforced cementitious matrix composites*, Concrete International, 43-49, 2012.
- [159] Ozden, S.; Akguzel, U.; Ozturan, T. - *Seismic strengthening of infilled reinforced concrete frames with composite materials*, ACI Structural Journal V.108, No.4, 414-422, 2011.
- [160] Page, A. - *Influence of material properties on the behaviour of brick masonry shear walls*, 8th International brick/block masonry conference, 528-537, 1988.
- [161] Page, A. W., Smarasinghe, W., Hendry, A. W.: *The failure of masonry shear walls*, The International Journal of Masonry Construction, 1:52-57, 1980.
- [162] Page, A.W. - *The biaxial compressive strength of brick masonry*, Proc. Inst. Civil Eng. Part 2 Vol.71, 893-906, 1981.
- [163] Page, A.W. - *The strength of brick masonry under biaxial tension-compression*, International journal of masonry construction 3, 26-31, 1983.

- [164] Papanicolaou, C.G.; Triantafyllou, T.C.; Papathanasiou, M.; Karlos, K. - *Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading*, Materials and Structures 41, 143-157, 2008.
- [165] Paulay, T.; Priestley, M.J.N. - *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, 1992.
- [166] Paulay, Th.; Bachmann, H.; Moser, K. - *Erdbebensicherung von Stahlbetonhochbauten*, 1990.
- [167] Pfeiffer, U. - *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Klebeverbund zwischen Mauerwerk und Faserverbundwerkstoffen*, 2009.
- [168] Pocanshi, A.; Phocas, M.C. - *Kräfte in Bewegung*, 2003.
- [169] Presse: Abendblatt, Gabbe, B. - *"Spinner" oder Physik-Genie? Giampaolo Giuliani warnte vor dem Erdbeben*, www.abendblatt.de, 2009.
- [170] Presse: Handelsblatt, *Ein Erdbeben von Menschenhand*, 22.10.2012, 11:49 Uhr,
<http://www.handelsblatt.com/technologie/forschung-medizin/forschung-innovation/geowissenschaften-erdbeben-von-menschenhand/7283124.html>
- [171] Presse: Munich Re - *Naturkatastrophe-Bilanz 2011: Erdbeben führen zu den höchsten Schäden aller Zeiten*, 2012,
http://www.munichre.com/de/media_relations/press_releases/2012/2012_01_04_press_release.aspx
- [172] Presse: Spiegel - Bojanowski, A. - *Reflektierte Erschütterungen: Echo-Effekt verdoppelt Beben von Neuseeland*, 2011,
<http://www.spiegel.de/wissenschaft/natur/reflektierte-erschuetterungen-echo-effekt-verdoppelte-beben-von-neuseeland-a-748167.html>
- [173] Presse: Stern, *Tsunami: Wie Elefanten Urlauber retteten*, 2005,
<http://www.stern.de/panorama/tsunami-wie-elefanten-urlauber-retteten-536946.html>
- [174] Presse: taz, <http://www.taz.de/!104103/>, 2012.
- [175] Presse: taz die Tageszeitung - *Das Urteil von L'Aquila*, <http://www.taz.de/!104322/>, 2012.
- [176] Presse: The Guardian, *The man who predicted an earthquake*, Monday 5 April 2012 20.30 BST,
<http://www.guardian.co.uk/world/2010/apr/05/laquila-earthquake-prediction-giampaolo-giuliani>
- [177] Pretting, G.; Boote, W. - *Plastic planet - Die dunkle Seite der Kunststoffe*, 2010.
- [178] Priestley, M.J.N.; Calvi, G.M.; Kowalsky, M.J. - *Displacement-based seismic design of structures*, 2007.

- [179] Purtak, F. – *Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein*, 2011.
- [180] Rabinovich, F. N.; Zueva, V. N.; Makeeva, L. V. – *Stability of basalt fibers in a medium of hydrating cement*, Glass and Ceramics Vol. 58, 2001
- [181] Ramirez de Alba, H.; Bricia Carreon Guardado, B. - *Experimental study on masonry walls strengthened with steel and plastic straps*, 13 WCEE Paper No. 1995, 2004.
- [182] Reinhorn, A.M.; Madan, A. - *Evaluation of typo-S fiber wrap system for out of plane strengthening of masonry walls*, 1995.
- [183] Restrepo-Velez, L. F.; Magenes, G. - *Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings*, 13 WCEE Paper No. 2561, 2004.
- [184] Rilem TC-24-BW - *Technical recommendations for the testing and use of construction materials: general recommendations for methods of testing load-bearing walls*, 441-447, 1980.
- [185] RÖFIX – System RÖFIX SismaCalce® - Broschüre <http://www.ez-fixit-gruppe.de/var/fixitgruppe/storage/ilcatalogue/files/pdf/DC0019116.PDF>
- [186] Santa-Maria, H.; Alcaino, P. - *Repair of in-plane shear damaged masonry walls with external FRP*, Construction and Building Materials 25, 1172-1180, 2011.
- [187] Santa-Maria, H.; Alcaino, P.; Luders, C. - *Experimental response of masonry walls externally reinforced with carbon fiber fabrics*, Proceedings of the 8th U.S National Conference on Earthquake Engineering Paper No.1402, 2006.
- [188] Santa-Maria, H.; Duarte, G.; Garib, A. - *Experimental investigation of masonry panels externally strengthened with CFRP laminates and fabric subjected to in-plane shear load*, 13 WCEE Paper No. 1627, 2004.
- [189] Schäfer, A.M. – *Alternative natürliche Materialien zur Verstärkung von Mauerwerk bei Erdbebenbeanspruchung*, 2012.
- [190] Schermer, D.C. - *Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbenenbeanspruchung*, Dissertation, 2004.
- [191] Schlegel, R. - *Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien*, 2004.
- [192] Schnepf, S. - *Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung*, Massivbau Baustofftechnologie Karlsruhe Heft 63, 2007.

- [193] Schreiber, U.; Brennholt, N.; Simon, J. - *Gas permeable deep reaching fracture zones encourage site selection of ants*, Ecological Indicators 9, 508-517, 2009.
- [194] Schöner, W. – *Zur Biegetragfähigkeit von Mauerwerk unter Berücksichtigung axialer Auflasten*, Mitteilung aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der TU Hannover, Heft 41, Hannover 1978.
- [195] Schubert, P. - *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel und Putzen*, Mauerwerk-Kalender 34, 3-27, 2009.
- [196] Schubert, P. - *Mauerwerk - Risse und Ausführungsmängel vermeiden und instandsetzen*, 2009.
- [197] Schubert, P. - *Zur Prüfung von Mauerwerk auf Druckfestigkeit und E-Modul nach DIN 18 554*, Mauerwerk-Kalender, 691-704, 1985.
- [198] Schubert, P. ; Graubohm, M. - *Eigenschaftswerte von Kalksandsteinen unter Zugbeanspruchung*, Das Mauerwerk Vol. 10, 2006.
- [199] Schubert, P; Graubohm, M. - *Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen*, Mauerwerk 8, 198-208, 2004.
- [200] Schwegler, G. - *Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundwerkstoffen in seismisch gefährdeten Zonen*, EMPA Bericht Nr. 229, 1994.
- [201] Schwegler, G. - *Verstärkung von Mauerwerkbauen mit CFK-Lamellen*, Baustoffe: Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 44, 986-988, 1996.
- [202] Seim, W. - *Verstärkung von Mauerwerkskonstruktionen mit Faserverbundwerkstoffen*, 2005.
- [203] Seim, W.; Pfeiffer, U.; Vogt, T. – *Nachträgliche Verstärkung gemauerter Tragwerke mit Faserverbundwerkstoffen*. Bautechnik 87, 2010
- [204] Seim, W.; Schweizerhof, K. – *Nichtlineare FE-Analyse eben beanspruchter Mauerwerksscheiben mit einfachen Werkstoffgesetzen – Fortsetzung*, Beton- und Stahlbetonbau Vol. 92, 239-244, 1997.
- [205] Shrive, N.G.; Masia, M.J.; Lissel, S.L. - *Strengthening and rehabilitation of masonry using fibre reinforced polymers*, Historical Constructions, 1047-1056, 2001.
- [206] SIA 166 - *Klebebewehrungen*, 2004.
- [207] Sika - *Technisches Merkblatt - Sikagrad 720 EpoCem*, Technisches Merkblatt Ausgabe 08.07, 2007.
- [208] Sim, J.; Park, C.; Moon, F.Y. – *Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures*, Composites, 2005.
- [209] Steinbach, F. - *Tragverhalten zweiachsig gespannter Mauerwerkswände*, 2009.
- [210] Stempniewski, L.; Haag, B. – *Baudynamik – Praxis*, 2010.

- [211] Stürz, J. - *Ein empirischer Ansatz zur Beschreibung der Horizontaltragfähigkeit gemauerter Wandscheiben unter Berücksichtigung der Interaktion innerhalb der Gebäudestruktur*, 2011.
- [212] Swiss Re Economic Research & Consulting, sigma No. 1/2011 - *Natural catastrophes and man-made disasters in 2010: a year of devastating and costly events*, 2011.
- [213] Swiss Re Economic Research & Consulting, sigma No. 1/2011 - *The 20 most costly insurance losses in 2010*, 2011.
- [214] Taghdi, M.; Bruneau, M.; Saatcioglu, M. - *Seismic retrofitting of low-rise masonry and concrete walls using steel strips*, Journal of Structural Engineering Vol.126 No.9, 1017-1025, 2000.
- [215] Taghdi, M.; Bruneau, M.; Saatcioglu, M. - *Seismic retrofit of non-ductile concrete and masonry walls by steel-strips bracing*, 11th ECEE, 1998.
- [216] Takeda, T; Sozen, M. A.; Nielsen, N. N. - *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*, ASCE Journal of structural engineering, Vol 96, No 12, 1970.
- [217] Thürlimann, B.; Ganz, H. - *Bruchbedingung für zweiachsig beanspruchtes Mauerwerk*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1984.
- [218] Tomazevic, M. - *Earthquake-resistant design of masonry buildings*, Series on Innovation in Structures and Construction - Vol. 1, 1999.
- [219] Tomazevic, M. - *Seismic design of masonry structures*, Progress in Structural Engineering and Materials Vol I (I), 88-95, 1997.
- [220] Tomazevic, M. - *Shaking table tests of small-scale models of masonry buildings: advantages and disadvantages*, Massivbau 2000: Forschung, Entwicklungen und Anwendungen, 67-83, 2000.
- [221] Tomazevic, M. - *Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry*, Materials and Structures 42, 889-907, 2009.
- [222] Tomazevic, M.; Berset, T. - *Rinforzo sismico di murature*, Compositi Magazine Vol. VI Nr. 21, 23-26, 2011.
- [223] Tomazevic, M.; Bosiljkov, V.; Weiss, P. - *Structural behavior factor for masonry structures*, 13th WCEE Paper no. 2642, 2004.
- [224] Tomazevic, M.; Gams, M. - *Seismic behaviour of confined autoclaved aerated concrete masonry buildings: a shaking table study*, Mauerwerk 14 Heft 3, 153-160, 2010.
- [225] Tomazevic, M.; Gams, M. - *Shaking table study and modelling of seismic behaviour of confined AAC masonry buildings*, Original Research Paper, 2011.

- [226] Tomazevic, M.; Gams, M.; Berset, T. – *Seismic strengthening of stone masonry walls with polymer coating*, 15 WCEE Lisboa, 2012.
- [227] Tomazevic, M.; Klemenc, I.; Lutman, M. - *Strengthening of existing stone-masonry houses: Lessons from the earthquake of bovec of April 12, 1998*, European Earthquake Engineering 1, 13-22, 2000.
- [228] Tomazevic, M.; Lutman, M.; Weiss, P. - *Seismic upgrading of old brick-masonry urban houses: tying of walls with steel ties*, Earthquake Spectra Vol.12 Mo.3, 599-621, 1996.
- [229] Triantafillou, T.C. - *Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates*, Journal of Composites for Construction Vol. 2 No. 2, 96-104, 1998.
- [230] Tributsch, H. – *Wenn die Schlangen erwachen – Erdbebenforscher lernen von den Tieren*, 1981.
- [231] Tumialan, G.; Huang, P.-C.; Nanni, A.; Silva, P. - *Strengthening of masonry walls by FRP structural repointing*, 2001.
- [232] Tumialan, G.; Nanni, A. - *Strengthening of masonry walls with FRP bars*, 2002.
- [233] Tumialan, G.; Tinazzi, D.; Myers, J.J.; Nanni, A. - *Field evaluation of unreinforced masonry walls strengthened with FRP composites subjected to out of plane loading*, 2000.
- [234] Tumialan, J.G.; Micelli, F.; Nanni, A. – *Strengthening of masonry structures with FRP composites*, Structures 2001, 2001.
- [235] Tumialan, J.G.; Morbin, A. ; Micelli, F.; Nanni, A. - *Flexural strengthening of URM walls with FRP laminates*, 2001.
- [236] Turek, M.; Ventura, C.E.; Kuan, S. - *In-plane shake table testing of FRP strengthened URM walls*, 13th world conference on earthquake engineering paper no.3358, 2004.
- [237] Turnsek, V.; Cacovic, F. - *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*, Proc. of the 2nd Int. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 149-156, 1971.
- [238] Van Bergen, Y. - *Can ants predict earthquakes?* , The Journal of Experimental Biology 208, 2005.
- [239] van der Pluijm, R. – *Material properties of masonry and its components under tension and shear*, 675-686, 1992.
- [240] van der Pluijm, R. – *Shear behaviour of bed joint*, Proc. 6th North American Masonry Conf., 125-136, 1993.
- [241] Vandergrift, J.; Gergely, J.; Young, D. T. - *CFRP retrofit of masonry Walls*, Charlotte (NC), 1999.

-
- [242] VDI - *Rauheitsmessung mit Tastschnittgeräten/ Tastschnittverfahren - roughness measurement using contact (stylus) instruments profile method*, VDI/VDE 2602, 2008.
- [243] Velazquez-Dimas, J.I.; Ehsani, M.R. - *Modelling out-of-plane behaviour of URM walls retrofitted with fiber composites*, Journal of Composites for Construction, 172-181, 2000.
- [244] Velazquez-Dimas, J.I.; Ehsani, M.R.; Castorena Gonzales, J.H.; Reyes Salazar, A. - *Modeling the out-of-plane bending behavior of retrofitted URM walls*, 2001.
- [245] Velazquez-Dimas, J.I.; Ehsani, M.R.; Castorena Gonzales, J.H.; Reyes Salazar, A. - *Modeling the out-of-plane bending behavior of retrofitted URM walls*, 2001.
- [246] Velazquez-Dimas, J.I.; Ehsani, M.R.; Saadatmanesh, H. - *Out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls strengthened with fiber composites*, ACI Structural Journal Vol. 97 No. 8, 377-387, 2000.
- [247] Wallner, C. - *Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faser-verbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen*, Dissertation, 2008.
- [248] Willems, W.M.; Schild, K.; Dinter, S.; Stricker, D. - *Formeln und Tabellen Bauphysik*, 2010.
- [249] Willis, C.R.; Yang, Q.; Seracino, R.; Griffith, M.C. - *Bond behaviour of FRP to clay brick masonry joints*, Engineering Structures 31, 2580-2587, 2009.
- [250] Yoshimura, K.; Liu, L.; Croston, T.; Ma, L. - *Seismic strengthening for low-rise bamboo- and masonry-wall residential buildings in colombia*, 25-32, 1999.
- [251] Zimmerli, B.; Schwartz, J.; Schwegler, G. - *Mauerwerk - Bemessung und Konstruktion*, 1999

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Herausgeber Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Universität Karlsruhe (TH)
ISSN 0933-0461

- Heft 1 **Manfred Curbach**
Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen
Belastungsgeschwindigkeiten. 1987
- Heft 2 **Franz-Hermann Schlüter**
Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung —
Flugzeugabsturz. 1987
- Heft 3 **Marlies Schieferstein**
Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub
und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton. 1988
- Heft 4 **Thomas Bier**
Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. 1988
- Heft 5 **Wolfgang Brameshuber**
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. 1988
- Heft 6 **Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt**
Durability of Non-Metallic Inanorganic Building Materials. 1988
- Heft 7 **Manfred Feyerabend**
Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton. 1988
- Heft 8 **Klaus F. Schönlin**
Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. 1989
- Heft 9 **Lothar Stempniewski**
Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung. 1990
- Heft 10 **Jörg Weidner**
Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter
zur Silodruckermittlung. 1990
- Heft 11 **Pingli Yi**
Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten. 1991

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 12 **Rainer Kunterding**
Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter. 1991
- Heft 13 **Peter Haardt**
Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton.
1991
- Heft 14 **Günter Rombach**
Schüttguteinwirkungen auf Silozellen — Exzentrische Entleerung. 1991
- Heft 15 **Harald Garrecht**
Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und
ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. 1992
- Heft 16 **Violandi Vratsanou**
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter
Erdbebenbeanspruchung — Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren. 1992
- Heft 17 **Carlos Rebelo**
Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen. 1992
- Heft 18 **Seminar 29./30. März 1993**
Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung
des Eurocode 8. 1993
- Heft 19 **Hubert Bachmann**
Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton
bei schneller Zugbeanspruchung. 1993
- Heft 20 **DBV/AiF-Forschungsbericht H. Emrich**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter
Querkraft- und Längszugbeanspruchung. 1993
- Heft 21 **Robert Stolze**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien
abweichender Bewehrungsrichtung — Bruchlinien-Rotationskapazität. 1993
- Heft 22 **Jie Huang**
Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter
Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. 1994
- Heft 23 **Rolf Wörner**
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. 1994

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 24 **Ioannis Retzepis**
Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand. 1995
- Heft 25 **Frank Dahlhaus**
Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen. 1995
- Heft 26 **Cornelius Ruckenbrod**
Statische und dynamische Phänomene bei der
Entleerung von Silozellen. 1995
- Heft 27 **Shishan Zheng**
Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit
einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik. 1996
- Heft 28 **Yong-zhi Lin**
Tragverhalten von Stahlfaserbeton. 1996
- Heft 29 **DFG**
Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen. 1996
- Heft 30 **Jürgen Ockert**
Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton. 1997
- Heft 31 **Andreas Braun**
Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung. 1997
- Heft 32 **Martin Günter**
Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes
zwischen Polymerbeschichtungen und Beton. 1997
- Heft 33 **Gerhard Lohrmann**
Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit. 1998
- Heft 34 **Klaus Idda**
Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querzug. 1999
- Heft 35 **Stephan Kranz**
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten,
oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen. 1999
- Heft 36 **Gunther Herold**
Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern. 1999

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 37 **Mostafa Mehrfaza**
Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos — Einflüsse der Geometrie
und Randbedingungen. 2000
- Heft 38 **Tarek Nasr**
Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen. 2000
- Heft 39 **Jan Akkermann**
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken. 2000
- Heft 40 **Viktor Mechtcherine**
Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen
zur Rißausbreitung in Beton. 2001
- Heft 41 **Ulrich Häußler-Combe**
Elementfreie Galerkin-Verfahren — Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten
zur Berechnung von Stahlbetontragwerken. 2001
- Heft 42 **Björn Schmidt-Hurtienne**
Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß
des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung. 2001
- Heft 43 **Nazir Abdou**
Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton
mit finiten Elementen. 2002
- Heft 44 **Andreas Plokitzka**
Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen
beim Abbruch durch Sprengen. 2002
- Heft 45 **Timon Rabczuk**
Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von
Beton mit Hilfe der SPH-Methode. 2002
- Heft 46 **Norbert J. Krutzik**
Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von
Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen. 2002
- Heft 47 **Thorsten Timm**
Beschub von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern. 2002
- Heft 48 **Slobodan Kasic**
Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer
Vorspannung ohne Verbund. 2002

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 49 **Christoph Kessler-Kramer**
Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. 2002
- Heft 50 **Nico Herrmann**
Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik. 2002
- Heft 51 **Michael Baur**
Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte
bei Erdbebeneinwirkung. 2003
- Heft 52 **Seminar 02. Juli 2004**
DIN 1045-1; Aus der Praxis für die Praxis. 2004
- Heft 53 **Abdelkhalek Saber Omar Mohamed**
Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected
to Cyclic Loading. 2004
- Heft 54 **Werner Hörenbaum**
Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit
von Sandsteinsichtmauerwerk. 2005
- Heft 55 **Seminar Februar 2006**
DIN 4149 — Aus der Praxis für die Praxis. 2006
- Heft 56 **Sam Foos**
Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten
Beanspruchungen. 2006
- Heft 57 **Ramzi Maliha**
Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. 2006
- Heft 58 **Andreas Fäcke**
Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von
Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten. 2006
- Heft 59 **Juliane Möller**
Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken. 2006
- Heft 60 **Martin Larcher**
Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit
Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens. 2007
- Heft 61 **Christoph Niklasch**
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von
gerissenen Stahlbetonwänden. 2007

Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

- Heft 62 **Halim Khbeis**
Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern. 2007
- Heft 63 **Sascha Schnepf**
Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener
mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung. 2007
- Heft 64 **Christian Wallner**
Erdbebenberechtigtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerk-
stoffe — experimentelle und numerische Untersuchungen. 2008
- Heft 65 **Niklas Puttendörfer**
Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung
externer Spannglieder. 2008

»»»»»»»»»» **Bezug der Hefte 1—65 und 67**
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe
www.betoninstitut.de

Bezug ab Heft 66
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2, 76131 Karlsruhe
www.ksp.kit.edu

»»»»»»»»»» **Fortführung der Reihe ab Heft 66 unter neuem Namen**

KARLSRUHER REIHE
Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung

erschienen bei KIT Scientific Publishing (ISSN 1869-912X)

KARLSRUHER REIHE

Massivbau – Baustofftechnologie – Materialprüfung

Herausgeber Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
ISSN 1869-912X

- Heft 66 **Michael Haist**
Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen
bei Zementsuspensionen. 2009
ISBN 978-3-86644-475-1
- Heft 67 **Stephan Steiner**
Beton unter Kontaktdetonation - neue experimentelle Methoden. 2009
(noch erschienen in der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau
und Baustofftechnologie, ISSN 0933-0461)
- Heft 68 **Christian Münich**
Hybride Multidirektionaltexilien zur Erdbebenverstärkung
von Mauerwerk — Experimente und numerische Untersuchungen
mittels eines erweiterten Makromodells. 2011
ISBN 978-3-86644-734-9
- Heft 69 **Viktória Malárics**
Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch
an zylindrischen Betonproben. 2011
ISBN 978-3-86644-735-6
- Heft 70 **Daniela Ruch**
Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall
flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper. 2011
ISBN 978-3-86644-736-3
- Heft 71 **Marc Beitzel**
Frischbetondruck unter Berücksichtigung der
rheologischen Eigenschaften. 2012
ISBN 978-3-86644-783-7

KARLSRUHER REIHE

Massivbau – Baustofftechnologie – Materialprüfung

- Heft 72 **Michael Stegemann**
Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen
Stahlbetonwänden. 2012
ISBN 978-3-86644-860-5
- Heft 73 **Isabel Anders**
Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens
junger normal- und hochfester Betone. 2013
ISBN 978-3-7315-0043-8
- Heft 74 **Jennifer C. Scheydt**
Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton. 2013
ISBN 978-3-7315-0113-8
- Heft 75 **Michael Auer**
Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung
der Betonschädigung. 2015
ISBN 978-3-7315-0316-3
- Heft 76 **Christian Moritz Urban**
Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für
faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen. 2015
ISBN 978-3-7315-0372-9

Schon nach Erdbeben mittlerer Intensivität können insbesondere an Mauerwerksgebäuden beginnend von leichten Beschädigungen bis hin zum Kollaps alle erdenklichen Versagensfälle festgestellt werden. Um die Schwachstellen von Mauerwerk nachträglich zu korrigieren, gibt es verschiedene Möglichkeiten von denen in dieser Arbeit die Faserverbundwerkstoffe (FVW) diskutiert werden. Mit Hilfe von Faserflächengebilden, die nachträglich mittels Mörtel oder Klebstoff auf der Wandoberfläche angebracht werden, wird dem Mauerwerk eine zusätzliche auf Zug verstärkende Komponente hinzugefügt.

Umfangreiche Versuche mit speziell weiterentwickelten FVW werden durchgeführt, um die Effektivität dieser Materialien zu zeigen, aber auch die Grundlagen für Bemessungsmethoden zu schaffen, die den Abschluss dieser Schrift bilden. Die Untersuchungen sind so aufgebaut, dass vom Verbundverhalten der einzelnen Fasern bis hin zur Wirkung an einem kompletten Gebäude vorgegangen wird. Dazu wurden Zuguntersuchungen zur Beschreibung des Verbundes, Schubuntersuchungen an 3-Stein-Kleinkörpern, kleine statisch-zyklische Schubwandversuche, Biegeversuche an Wandsegmenten, großformatige dynamisch belastete Wandplatten und 5 Gebäudevversuche unter realistischer Echtzeit-Erdbebenbeschleunigung durchgeführt.

Während sich die meisten Untersuchungen von Verstärkungstechniken auf einen Teil von Materialien und Belastungsarten beschränken, wird hier versucht ein breites Spektrum an Materialien, Belastungsarten wie Scheibenschub und Plattenbiegung unter statischen und dynamischen Bedingungen, sowie verschiedene Gebäudetypen abzudecken.

