
**Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungs-
steinen – Experimente und numerische Modellierung**

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. Joachim Tobias Bacht

aus Heidelberg

Tag der mündlichen Prüfung: 23.05.2014

Hauptreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Werner Wagner

Karlsruhe 2014

Kurzfassung

Schalungssteinwände werden international und national seit Jahrzehnten mit guten Erfahrungen verwendet. Sie weisen eine dem klassischen Mauerwerksbau vergleichbar einfache Verarbeitbarkeit auf, zeichnen sich aber durch eine deutlich bessere und effektivere Bewehrbarkeit aus. Während internationale Normen Schalungssteine in den Mauerwerksnormen behandeln und damit als Stand der Technik ansehen, erfolgt die Verwendung und Bemessung von Schalungssteinen europaweit anhand von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ). In diesen wird die Verwendbarkeit von Schalungssteinen weiter dadurch eingeschränkt, dass sie nur bei vorwiegend ruhenden Belastungen verwendet werden dürfen. Durch die Erhöhung der Erdbebenlasten mit der neuen deutschen Erdbebennorm DIN 4149-2005 sind Schalungssteine in weiten Teilen Deutschlands nicht mehr verwendbar. Andererseits legten realmaßstäbliche, durch die FMPA Stuttgart durchgeführte Wand Schubversuche bereits in den 70er Jahren nahe, dass Schalungssteinwände eine erhebliche Schubfestigkeit aufweisen.

Der aktuelle Stand des Wissens zeigt, dass international eine Vielzahl an wissenschaftlichen Untersuchungen - sowohl analytischer als auch experimenteller Art - zu Schalungssteinen durchgeführt wurden, insbesondere in seismisch stark aktiven Gebieten wie den USA, Japan und Neuseeland. In diesen drei Ländern werden Schalungssteine nicht nur in den Mauerwerksnormen geregelt und damit als Stand der Technik definiert, sondern Schalungssteine und Verfüllbeton werden gemeinsam als statisch tragend angesehen. Auch werden Horizontal- und Vertikalbewehrung zur Tragfähigkeitssteigerung herangezogen. Schalungssteine sollten also auch europaweit in Erdbebengebieten verwendbar sein.

Die eigenen experimentellen Untersuchungen wurden auf Basis eines Schalungssteins aus haufwerksporigem Leichtbeton durchgeführt, der nach dem trockenen geschosshohen Aufmauern mit Normalbeton verfüllt wird. Haufwerksporiger Leichtbeton zeichnet sich durch sein geringes Gewicht, seine guten bauphysikalischen (Schall, Wärme, Feuchteregulierung) und verbundtechnischen Eigenschaften bei gleichzeitig guter Tragfähigkeit aus. Die großformatigen, unbewehrten Schubwandversuche ($2,5 \times 2,5 \text{ m}^2$) zeigten bereits eine gute Tragfähigkeit, ein zufriedenstellendes Nachbruchverhalten und vor allem einen deutlichen Beitrag der als „nichttragend“ angesehenen Schalungssteine. Durch Vertikal- und/ oder Horizontalbewehrung konnten sowohl Tragfähigkeit als auch Nachbruchverhalten deutlich verbessert werden. Die Kombination von Horizontal- und Vertikalbewehrung zeigte erwartungsgemäß ein nochmals verbessertes Verhalten.

Die Übertragbarkeit der an realmaßstäblichen Wänden erzielten Ergebnisse auf kleinformatische Wandversuche ($1,25 \times 1,25 \text{ m}^2$) wurde anschließend untersucht und konnte bestätigt werden. Mithilfe dieser Versuche wurde eine eindeutige Korrelation zwischen vertikaler Auflast und Schubtragfähigkeit nachgewiesen.

Kurzfassung

Die experimentellen Ergebnisse wurden in einem numerischen Modell weitergehend untersucht. Insbesondere konnten dadurch weitere, für ein Bemessungsmodell unerlässliche Parameter identifiziert und variiert (Wandlängen- zu Wandhöhenverhältnis, Materialfestigkeit, geometrische Eigenschaften der Schalungssteine) werden.

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen führten schließlich zur Entwicklung eines praxistauglichen Bemessungskonzeptes für Aussteifungswände aus Schalungssteinen.

Abstract

Walls made of shuttering blocks have been used nationally and internationally for decades with good experiences. They offer simple processability to classical brickwork, but reinforcing is significantly easier and also more effective. While international standards include shuttering blocks within the masonry standards and thus regard them as state of the art, the use and design of shuttering blocks in Europe is controlled in accordance with general building approvals (ETA, European Technical Assessment). In these, the usability of hollow shuttering blocks is further limited by the fact that shuttering blocks may only be used for predominantly static loads. By increasing the seismic loads with the new German earthquake standard DIN 4149-2005, shuttering blocks are no longer usable in many parts of Germany. On the other hand, full scale wall tests conducted by the FMPA Stuttgart in the 1970s suggest that fully grouted hollow concrete masonry walls possess considerable shear strength.

The current state of knowledge indicates that a number of international scientific investigations, both of analytical and experimental nature, have been carried out to formwork blocks, especially in highly seismically active regions such as the USA, Japan and New Zealand. In these three countries, shuttering blocks are regulated not only through masonry standards and thus defined as a state of the art, but the infill concrete and the shuttering blocks are considered together as a load bearing system. Horizontal and vertical reinforcement is also used to increase the load bearing capacity. Shuttering blocks should therefore be usable across Europe in earthquake zones.

Own experimental studies were carried out on the basis of a shuttering block made of porous lightweight concrete that is filled by normal concrete after the dry storey-high brick construction. Porous Lightweight concrete is characterized by its light weight, its good building physics (noise, heat and humidity control) and bond properties combined with good load carrying capacity. The full scale unreinforced shear wall experiments ($2.5 \times 2.5 \text{ m}^2$) already showed good load bearing capacity, satisfying post-failure behavior and in particular significant contribution of the “non load bearing” shuttering blocks. Through vertical or horizontal reinforcing bars both capacity and post-failure behavior could be significantly improved. The combination of horizontal and vertical reinforcement showed, as expected, further improved behavior.

The transferability of the results from full scale to small scale wall tests ($1.25 \times 1.25 \text{ m}^2$) was then investigated and could be confirmed. Using these experiments demonstrated a clear correlation between vertical load and shear capacity.

The experimental results were used for the development and verification of a numerical model. In particular, further parameters which are essential for the design model could be identified and varied (wall length to wall height ratio, material strength, geometric properties of shuttering blocks).

Abstract

The experimental and numerical investigations finally led to the development of a practical design concept for walls produced of shuttering blocks.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT, ehemalige Universität Karlsruhe). Bei Herrn Professor Dr.-Ing. Lothar Stempniewski bedanke ich mich besonders für die Möglichkeit zur Mitarbeit am Institut und für die Übernahme des Hauptreferats. Mein besonderer Dank gilt ebenso Professor Dr.-Ing. habil. Werner Wagner für die Übernahme des Korreferats und die fachliche Begleitung. Außerdem danke ich Professor Dr.-Ing. Thomas Seelig und Professor Dr.-Ing. Hans-Joachim Blaß für das Mitwirken in meiner Promotionskommission.

Der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e. V. (AiF) gilt mein Dank für die Finanzierung des Industrieforschungsvorhabens „Entwicklung von erdbebensicheren Mantelbetonelementen und Berechnungsmethoden zu deren vereinfachter Auslegung“, das ich in den Jahren 2008 und 2009 bearbeiten durfte und aus dem sich ab dem Jahr 2011 meine vorliegende Dissertation entwickelte.

Herzlich danken möchte ich auch Herrn Dipl.-Ing. Friedrich Gebhart der Baustoffwerke Gebhart & Söhne (Aichstetten) für die kooperative Zusammenarbeit im Rahmen des Forschungsprojektes, das Bereitstellen von Materialien für die experimentellen Untersuchungen und für die großzügige Finanzierung der kleinformatischen Wandversuche. Den Mitarbeitern der MPA Karlsruhe danke ich für die tatkräftige Mitarbeit bei der Planung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen.

Nicht zuletzt danke ich meinen Kollegen der Abteilung Massivbau für sechs Jahre angenehmer Zusammenarbeit, fachlich sachliche Diskussionen und besonders für den nicht-wissenschaftlichen Austausch und Frau Zanin-Herth für das Anfertigen von Zeichnungen.

Für den privaten Rückhalt und die stete Unterstützung und Förderung, ohne die ein Gelingen dieser Arbeit nicht denkbar gewesen wäre, möchte ich meinen Eltern meinen tiefempfundenen Dank aussprechen.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	I
Abstract	III
Vorwort	V
Kapitel 1	
Einleitung	1
Kapitel 2	
Grundlagen	5
2.1 Versagensformen von Schubwänden	5
2.2 Tragwiderstand und Duktilität	8
Kapitel 3	
Stand des Wissens	13
3.1 Regelwerke und Normung	13
3.1.1 Regelung in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen	13
3.1.2 Regelungen in internationalen Normen	14
3.2 Experimentelle Untersuchungen mit Schalungssteinen und daraus abgeleitete Bemessungsmodelle.....	16
3.2.1 Untersuchungen an der Universität Dortmund	16
3.2.2 PHD-Thesis von Kok Choon Voon an der University of Auckland...18	

3.2.3	DISWALL – Entwicklung innovativer Systeme für bewehrtes Mauerwerk	21
3.2.4	Shear Strength of Reinforced Hollow Unit Masonry Walls	22
3.2.5	Bond in Reinforced Concrete Masonry	23
3.2.6	Untersuchungen der University of Berkeley.....	24
3.2.7	Seismic Resistance of Reinforced Concrete-Masonry Shear Walls with High Steel Percentages	26
3.2.8	Cyclic Loading Tests of Slender Concrete Masonry Shear Walls.....	28
3.2.9	Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft an der ETH Zürich 1984.....	29
3.2.10	Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand	30
3.3	Zusammenfassung Stand des Wissens und Schlussfolgerungen für die eigenen Untersuchungen	30

Kapitel 4

Eigene experimentelle Untersuchungen..... 33

4.1	Großformatige Wandversuche	34
4.1.1	Herstellung der Versuchskörper	34
4.1.2	Materialparameter der Versuchskörper.....	35
4.1.3	Versuchsaufbau.....	36
4.1.4	Wandversuch 1	41
4.1.5	Wandversuch 2	42
4.1.6	Wandversuch 3	46
4.1.7	Wandversuch 4, TS 30/11,5, vertikal bewehrt.....	50
4.1.8	Wandversuch 5	53
4.1.9	Zusammenfassung der Großwandversuche	56
4.2	Kleinformatige Wandversuche.....	57
4.2.1	Herstellung der Versuchskörper	57
4.2.2	Materialparameter der Versuchskörper.....	58

4.2.3	Versuchsaufbau für Wandversuch 6, 7 und 8	59
4.2.4	Wandversuch 6	60
4.2.5	Wandversuch 7	63
4.2.5	Wandversuch 8	64
4.2.6	Wandversuch 9	67
4.2.7	Wandversuch 10a und 10b	68
4.2.8	Versuchsaufbau für Wandversuch 11 und 12	73
4.2.9	Wandversuch 11	74
4.2.10	Wandversuch 12	75
4.2.11	Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen	77

Kapitel 5

Entwicklung eines numerischen Modells.....	79	
5.1	Verwendete Materialmodelle	80
5.1.1	Beton.....	80
5.1.2	Stahl.....	84
5.2	Verifizierung des numerischen Modells	84
5.2.1	Verifizierung des verwendeten Betonstoffgesetzes „Concrete Damaged Plasticity“	84
5.2.2	Verifizierung des Betonstoffgesetzes für Normalbeton.....	85
5.2.3	Verifizierung für haufwerksporigen Leichtbeton	95
5.2.4	Verifizierung des Gesamtmodells anhand Wandversuch 1	97
5.2.6	Einfluss des Reibbeiwertes	99
5.2.7	Einfluss des Verbundes zwischen Schalungsstein und Füllbeton	100
5.3	Zusammenfassung und Ausblick	101

Kapitel 6

Numerische Modellierung der eigenen Wandversuche Fehler! Textmarke nicht definiert. 103

6.1	Numerische Analyse der Wandversuche.....	106
6.1.1	Wandversuch 1	106
6.1.2	Wandversuch 2	108
6.1.3	Wandversuch 3	110
6.1.4	Wandversuch 4	111
6.1.5	Wandversuch 5	113
6.1.6	Wandversuche 6 und 7.....	113
6.1.7	Vertikal und horizontal bewehrter Wandversuch 10	116
6.2	Weitere eigene Versuche an Probekörpern aus Schalungssteinen	118

Kapitel 7

Parameterstudie 121

7.1	Ergebnisse der Parameterstudie für den Referenzschalungsstein	
	TS 30/11,5.....	123
7.1.1	Verifizierung der Berechnungsgleichung für weitere Schalungssteintypen.....	126

Kapitel 8

Bemessungskonzept..... 129

8.1	Bemessung für Querkräfte	129
8.2	Bemessung für Schubkraftübertragung in Fugen.....	130
8.3	Bemessung für Biegung	131
8.3.1	Biegedruckversagen bewehrter Querschnitte	131
8.3.2	Biegedruckversagen unbewehrter Querschnitte	132
8.3.3	Biegezugversagen bewehrter Querschnitte.....	132
8.3.4	Biegezugversagen unbewehrter Querschnitte.....	133

Inhaltsverzeichnis

8.4	Auswertung des Bemessungskonzeptes für die durchgeführten Wandversuche.....	133
8.5	Ansatz der Steifigkeit von Schalungssteinwänden	134
8.6	Sicherstellung der Duktilität der Schalungssteinwände.....	135
8.7	Bemessungsbeispiel	135
Kapitel 9		
Zusammenfassung und Ausblick		139
Literatur		141

Kapitel 1

Einleitung

Erdbeben sind ein vergleichsweise seltenes Naturphänomen und im Gegensatz zu Starkbebengebieten wie Japan, Neuseeland oder Teilen Südeuropas in Deutschland relativ schwach ausgeprägt. Trotzdem hat sich in Deutschland, vor allem durch das Erdbeben auf der Schwäbischen Alb im Jahr 1978, in den letzten Jahren die Bemessungspraxis auch auf den Lastfall Erdbeben ausgeweitet. Abbildung 1.1 zeigt eine Übersichtskarte, in der Erdbeben mit einer Magnitude von mindestens 4,0 eingetragen sind. Vor allem in Süddeutschland und in der Umgebung von Aachen herrscht demnach ein stark erhöhtes Erdbebenrisiko, was einen rechnerischen Nachweis für den Lastfall Erdbeben selbst für Gebäude mit nur wenigen Stockwerken erforderlich macht.

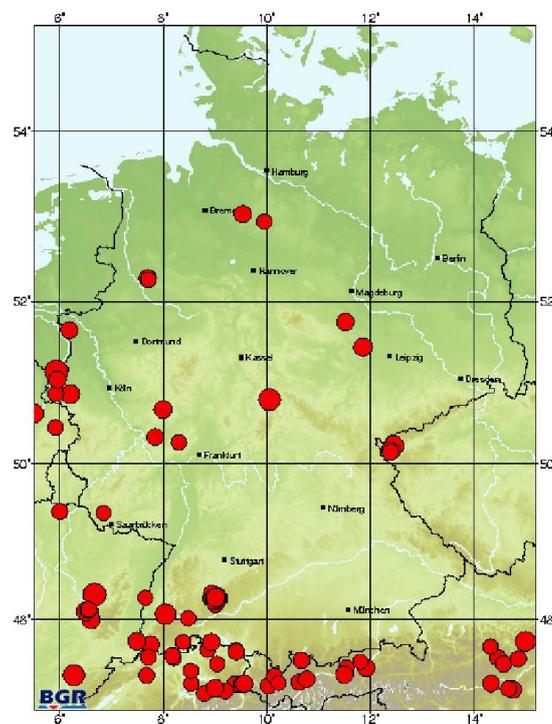


Abb. 1-1 Erdbeben mit einer Magnitude größer 4,0 von 1968 bis heute [BGR]

Speziell Schalungssteine - trocken im Verband gemauert und anschließend ausbetoniert - werden in Süddeutschland vor allem für Geschosswohnungsbauten häufig verwendet, sind in deutschen Erdbebengebieten aber bislang nicht für die Aussteifung von Gebäuden für den Lastfall Erdbeben bauaufsichtlich zugelassen. Mit der deutlichen Erhöhung der Erdbebenlasten durch Einführung der neuen deutschen Erdbebennorm [DIN 4149] im Jahre 2005 wurden die Verwendungsmöglichkeiten von Schalungssteinen weiter eingeschränkt. Des Weiteren müssen viele Gebäude, die früher in Mauerwerk ausgeführt worden wären, aufgrund der gestiegenen Erdbebenbelastungen aus Stahlbeton hergestellt werden, was die Baukosten selbst für kleine Gebäude deutlich erhöht. Auch aus diesem Grund wäre es wünschenswert, die Verwendung von Schalungssteinen auch in deutschen Erdbebengebieten zu erleichtern, da diese im Vergleich zu Mauerwerk effektiver bewehrt werden können bei deutlich geringeren Baukosten im Vergleich zum klassischen Stahlbetonbau.

Schalungssteine werden nicht nur in Deutschland, sondern auch europaweit als verlorene Schalung und damit als statisch nicht mitwirkend definiert. Andererseits werden Schalungssteine in den USA, Japan und Neuseeland, also in drei der weltweit seismisch aktivsten Regionen überhaupt, eingesetzt. Es ist daher offensichtlich zu bezweifeln, warum Schalungssteinen qualitativ nicht mindestens ein Erdbebenverhalten analog zum verwandten Mauerwerk attestiert werden kann. Die Ursachen der mangelnden Akzeptanz von Schalungssteinwänden sind nach Meinung des Autors die geringen Kenntnisse über das Verhalten und die Berechnung von Schalungssteinwänden: die existierenden Berechnungsverfahren sind eher rudimentärer Natur und es existieren in Europa wenige Versuchsergebnisse über das zyklische Tragverhalten solcher Wände.

Ziel dieser Arbeit ist daher, durch realmaßstäbliche Großversuche zunächst das zyklische Verhalten von Schalungssteinwänden zu untersuchen und damit die grundsätzliche Verwendbarkeit von Schalungssteinwänden in deutschen Erdbebengebieten nachzuweisen. Auf Basis dieser Versuche soll dann ein Finite-Elemente-Modell entwickelt und verifiziert werden. Mit diesem Modell wird abschließend durch eine Parameterstudie ein wirtschaftliches Bemessungsverfahren für Schalungssteinwände entwickelt.

Als Referenz dient in dieser Untersuchung ein Schalungsstein aus haufwerksporigem Leichtbeton, der im Falle von Außenwänden auch intern wärmedämmend wird durch vorgefertigte Steckteile aus Polystyrol. Das Ausgangsmaterial des Steins selbst vereint mehrere Vorteile in sich:

- geringes Gewicht der Schalungssteine
- verhältnismäßig hohe Tragfähigkeit
- gute Wärmedämmeigenschaften
- gute Schalldämmung

In Abbildung 1-2 und 1-3 sind abschließend die einzelnen Bestandteile einer Schalungssteinwand separat dargestellt: Abbildung 1-2 zeigt einen einzelnen Schalungsstein, Abbildung 1-3 den aus Normalbeton (im Folgenden auch Füllbeton genann-

ten) bestehenden inneren Teil der Schalungssteinwände. Durch das Ausbetonieren der Schalungssteine entsteht also eine Art innere Rahmenstruktur aus vertikalen (in diesem Fall sechseckigen) „Füllbetonstützen“ und diese einzelnen Füllbetonstützen verbindende horizontale „Querriegel“. Letztere sind durch ihren schlanken Querschnitt die bemessungsentscheidenden, da als erstes versagenden Teile dieses Wandbausystems. Eine Vergrößerung dieser Füllbeton-Querriegel ist nur beschränkt möglich, da dadurch die Tragfähigkeit der Schalungssteine reduziert werden würde und diese dem Frischbetondruck eventuell nicht mehr standhalten könnten.



Abb. 1-2 Schalungsstein

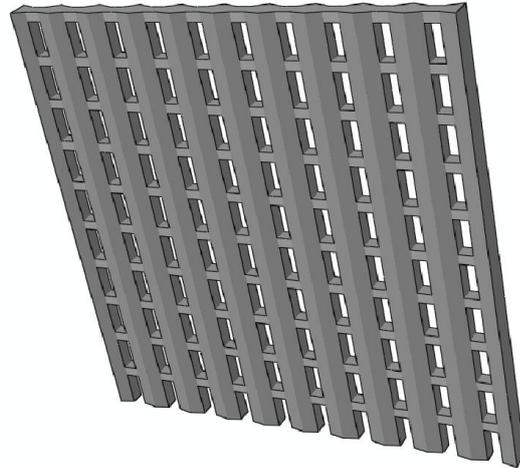


Abb. 1-3 Innerer, aus Normalbeton bestehender Kern einer Schalungssteinwand

Kapitel 2

Grundlagen

Erdbeben versetzen Gebäude in erster Linie horizontal in Schwingungen. Die dabei auftretenden Horizontalbeschleunigungen müssen durch das Aussteifungssystem der Gebäude mit ausreichender Sicherheit aufgenommen werden. Die große Mehrheit der Wohn- und Bürogebäude besteht dabei in Deutschland aus Mauerwerksgebäuden, die durch Schubwände aussteift werden. Die durch Erdbeben hervorgerufenen Horizontalbelastungen sind allerdings eine Belastungsart, die für (üblicherweise unbewehrte) Wände aus Mauerwerk aufgrund der geringen Zugfestigkeit und der spröden Versagenscharakteristik (d.h. plötzliches Versagen ohne Vorankündigung) fatale Folgen haben kann. Bereits bei der Aussteifungsberechnung von Gebäuden mit wenigen Stockwerken werden im Allgemeinen die Erdbebenlasten maßgebend im Vergleich zu windinduzierten Belastungen.

Dieses Kapitel dient daher zur Heranführung an das Thema und dem allgemeinen Verständnis der Versagensformen von Aussteifungswänden. Abschließend werden die für die vorliegende Untersuchung wichtigen Begriffe Tragwiderstand und Duktilität erläutert.

Eine umfassende Einführung in das weite Gebiet des Erdbebeningenieurwesens für Mauerwerks- und Stahlbetongebäude sprengt den Rahmen dieser Dissertation. Dafür seien dem interessierten Leser – unter vielen anderen - die Werke von Hugo Bachmann [Bachmann 2002] und Tom Paulay [Paulay et al. 1992] empfohlen.

2.1 Versagensformen von Schubwänden

Nach Erdbeben wurden bei Gebäuden mit wenigen Stockwerken am häufigsten Schubrisse in der Ebene von Erdgeschosswänden beobachtet (siehe Abb. 2-1), die oft auch das Versagen der Gesamtstruktur zur Folge hatten. Unbewehrte Beton- und Mauerwerkswände sind aufgrund der geringen Zug- respektive Schubfestigkeit besonders anfällig für diesen Versagensmodus, welcher daher in dieser Arbeit experimentell und numerisch hauptsächlich untersucht wird.

Schalungssteinwände besitzen bei dieser Versagensart den Vorteil einfacher Bewehrbarkeit in horizontaler und vertikaler Richtung, so dass die Entstehung schräger Schubrisse hinausgezögert und deren Rissbreite signifikant reduziert werden kann. Dadurch können vor allem Tragfähigkeit und Nachbruchverhalten verbessert und die Sanierung deutlich vereinfacht und verkürzt werden.



Abb. 2-1 Schubversagen in der Ebene von Mauerwerkswänden [USGS]

Biegeversagen in der Fläche von Wänden wird dahingegen aufgrund der geringeren vertikalen Auflast überwiegend in oberen Stockwerken beobachtet, vergleiche Abbildung 2-2. Diese Versagensform führt zwar selten zum Einsturz des Gesamtgebäudes, kann aber durch herabfallende Trümmerteile zu erheblichen Verletzungen oder Todesfällen führen. Des Weiteren sind die entstehenden Schäden durch Nutzungsausfall während der Sanierung ein weiterer Aspekt, der die Minimierung oder sogar Vermeidung dieser Schadensart vermehrt in den Vordergrund der Forschung rückt, vor allem bei Gebäuden, die im Katastrophenfall nutzbar bleiben müssen (zum Beispiel Krankenhäuser). Bei Schalungssteinen kann diese Versagensart auf einfache Art durch Bewehren der Wände verhindert werden.



Abb. 2-2 Biegeversagen von Mauerwerkswänden aus der Ebene heraus [NISEE c]

Bei höheren Gebäuden tritt dahingegen vermehrt Biegeversagen (Biegedruck- und Biegezugversagen) in den Vordergrund. Abbildung 2-3 zeigt auf der linken Seite fein verteilte Biegezugrisse, die auf einen ausreichenden Bewehrungsgrad der Wand schließen lassen. Auf der rechten Seite von Abbildung 2-3 zeigt sich die Auswirkung (zu) geringer Bewehrungsgrade: es entstehen nur wenige große Risse, die (in diesem Fall) durch den kompletten Querschnitt verlaufen.



Abb. 2-3 Biegeversagen am Beispiel von Stahlbetonwänden [NISEE a]

Die Riss- und damit Versagensursachen von Schalungssteinwänden sind prinzipiell die gleichen wie im klassischen Mauerwerks- bzw. Stahlbetonbau. Abbildung 2-4 fasst die verschiedenen Rissarten einer Mauerwerkswand zusammen:

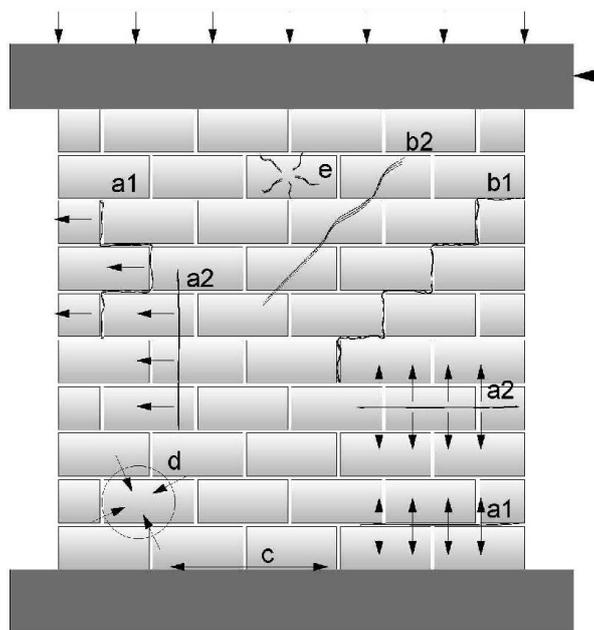


Abb. 2-4 Risstypen in Mauerwerksstrukturen [Münich 2011]

Ein treppenartiger Riss oder Gleiten in den Lagerfugen kann aufgrund der inneren Füllbetonstruktur bei den gängigen Schalungssteinarten praktisch nicht auftreten. Die Versagensarten reduzieren sich demnach auf folgende:

- Reibungsversagen in den Fugen zwischen Wand und Decken
- Steinzugversagen
- Biegedruckversagen
- Biegezugversagen bewehrter Wände bzw. Kippversagen unbewehrter Wände

Welche Versagensart maßgebend wird, wird primär durch das Verhältnis der Vertikallast zur einwirkenden Schubkraft bestimmt, vergleiche hierzu zum Beispiel das Versagenskriterium nach [Mann et al. 1978] für Mauerwerk, dass sinngemäß auch auf Schalungssteine übertragen werden kann:

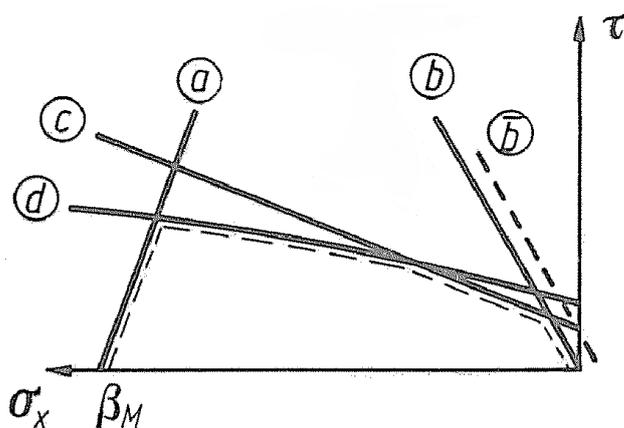


Abb. 2-5 Bruchspannungen im σ - τ -Diagramm [Mann et al. 1978]

2.2 Tragwiderstand und Duktilität

Die Größe des Tragwiderstandes und die Duktilität eines Tragwerks sind die für den Lastfall Erdbeben maßgebenden Kenngrößen. So kann ein Bauwerk entweder durch einen hohen Tragwiderstand oder durch eine hohe Duktilität ein Erdbeben ohne Einsturz überstehen. Da ein hoher Tragwiderstand üblicherweise mit einem höheren finanziellen Aufwand einhergeht, sind Bemessung und bauliche Durchbildung eines Tragwerks für eine hohe Duktilität oft die wirtschaftlich interessantere Wahl. Dabei muss allerdings beachtet werden, dass eine hohe Duktilität größere Verformungen bedingt und damit auch größere Schäden im Falle eines starken Erdbebens. Abbildung 2-6 verdeutlicht das Zusammenspiel zwischen Tragwiderstand und Duktilität.

Die Duktilität (in diesem Fall die Verschiebeduktilität) ist definiert durch das Verhältnis der maximalen ideal-plastischen Verformung zur elastischen Verformung bei Fließbeginn eines Bauteils oder Tragwerks:

$$\mu_u = \frac{d_u}{d_e} \quad (2-1)$$

mit: μ_u Verschiebeduktilität

d_u maximale Verschiebung

d_e Fließverschiebung

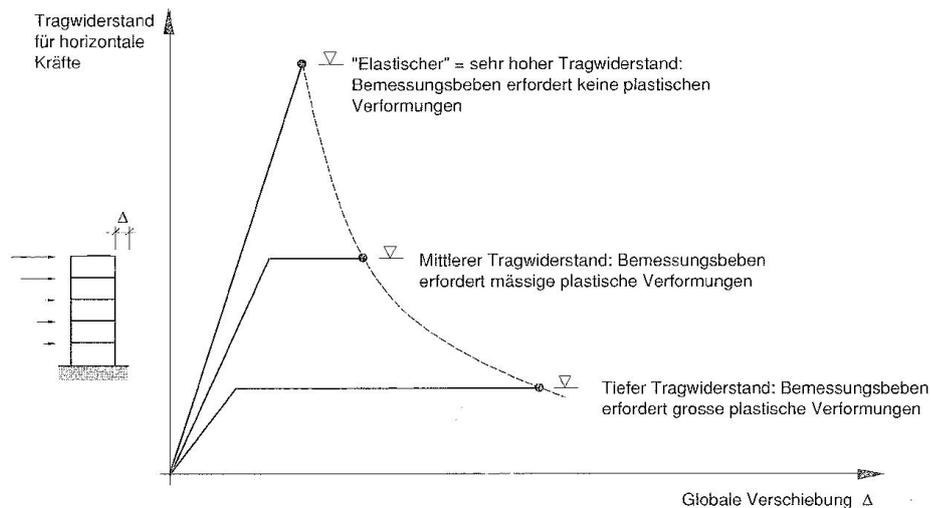


Abb. 2-6 Zusammenspiel von Duktilität und Tragwiderstand [Bachmann 2002]

In der baupraktischen Realität wird aufgrund der Sprödigkeit mancher Werkstoffe und dem Zusammenspiel mehrerer einzelner Tragwerksteile nie eine ideal-elastisch ideal-plastische und somit bilineare Last-Verschiebungsgerade entstehen, sondern eine gekrümmte Kurve. In der vorliegenden Arbeit werden außerdem Schalungssteine behandelt, die sich aus spröden Werkstoffen zusammensetzen. Selbst im Falle bewehrter Versuchswände wird daher keine bilineare Last-Verschiebungsgerade entstehen, so dass zur Ermittlung der Verschiebeduktilität ein in [Tomažević 1999] für Mauerwerk entwickeltes, weit verbreitetes Verfahren verwendet wird, siehe Abbildung 2-7. Aufgrund des sehr ähnlichen Last-Verschiebungsverhaltens lässt sich dieses Verfahren analog auf Schalungssteinwände anwenden.

Die für die Verschiebeduktilität erforderlichen Werte werden durch ein einfaches Vorgehen ermittelt:

- Zeichnen der Umhüllenden der zyklischen Last-Verschiebungskurve
- Ermittlung der Maximallast H_{\max}
- Zeichnen einer Horizontalen bei 80 % von H_{\max}
- Projektion der Schnittpunkte zwischen der Horizontalen und der Umhüllenden auf die Verschiebungsachse liefert die gesuchten Verschiebungswerte d_e und d_u

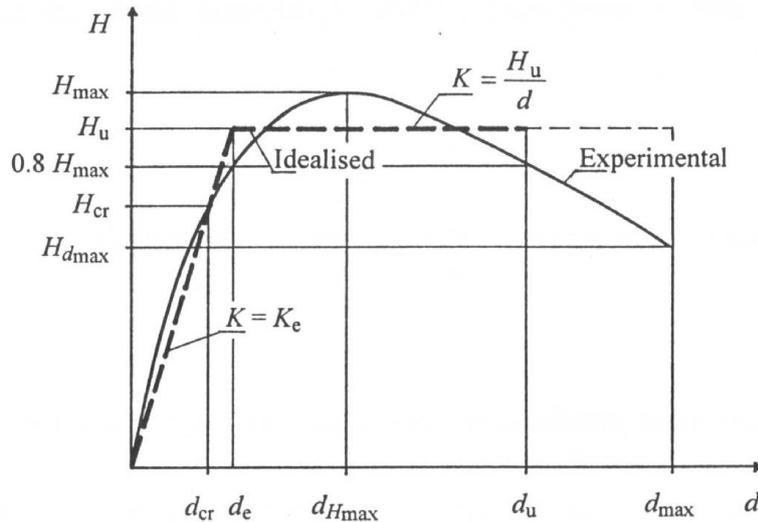


Abb. 2-7 Ermittlung der Duktilität bei experimentell ermittelten Last-Verschiebungskurven [Tomažević 1999]

Durch dieses Vorgehen können auch für stark nichtlineare Last-Verschiebungskurven – wie sie typisch sind für Wände aus nicht-duktilen Materialien - die Verschiebungsduktilitäten schnell, einfach und reproduzierbar ermittelt werden.

Für die Anwendung bei der Bemessung von Tragwerken muss die Verschiebeduktilität μ_u noch in den Verhaltensfaktor q umgerechnet werden. Dafür existieren nach [Bachmann 2002] zwei mathematische Ansätze:

- Prinzip der gleichen maximalen Verschiebung (Gleichung 2-2)
- Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit (Gleichung 2-3)

Abbildung 2-8 stellt die beiden Ansätze graphisch dar.

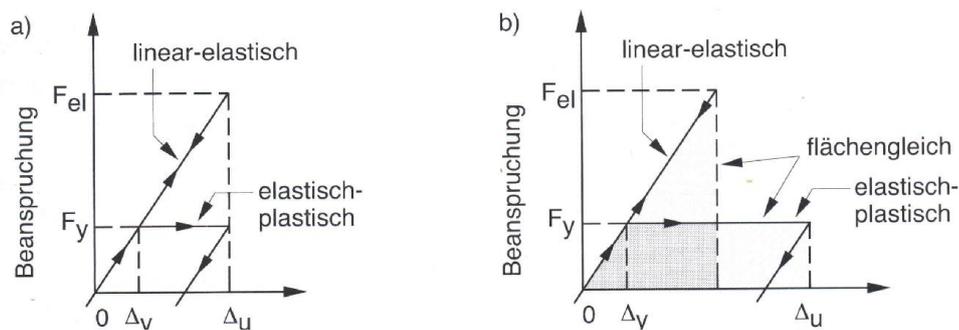


Abb. 2-8 Abminderung des Tragwiderstandes: Prinzip der gleichen maximalen Verschiebung (a) und Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit (b) [Bachmann 2002]

Anhand des Prinzips der gleichen maximalen Verschiebung lässt sich der Verhaltensfaktor q folgendermaßen berechnen:

$$q = \mu_u \quad (2-2)$$

Laut Vergleichsrechnungen liefert Gleichung 2-2 für niedrige Frequenzen ($f < 1,5$ Hz) zutreffende Werte. Für Geschossbauten mit wenigen Stockwerken liegen die Eigenfrequenzen der Tragwerke üblicherweise deutlich höher, so dass die Anwendung von Gleichung 2-2 nicht empfehlenswert ist. Für solche Tragwerke liefert das Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit – für Frequenzen von circa 2 bis 10 Hertz - realistischere Ergebnisse:

$$q = \sqrt{2 \cdot \mu_u - 1} \quad (2-3)$$

Auf der Basis von Gleichung 2-3 berechnet sich für eine Verschiebeduktilität von beispielsweise 5,0 ein Verhaltensfaktor von 3,0. Bei Anwendung von Gleichung 2-2 würde der Verhaltensfaktor also deutlich überschätzt werden.

Kapitel 3

Stand des Wissens

In diesem Kapitel wird der aktuelle Stand des Wissens zum Thema Schalungssteine dargestellt. Zur besseren Übersichtlichkeit erfolgt dabei die Trennung in „Regelwerke und Normung“ und „Experimentelle Untersuchungen“. Das Kapitel schließt mit einer Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse und einer Schlussfolgerung für die eigenen Untersuchungen.

3.1 Regelwerke und Normung

Schalungssteine werden international sehr unterschiedlich geregelt: in Europa entsprechen Schalungssteine noch nicht dem Stand der Technik und werden daher in allgemeinen bauaufsichtlichen bzw. europäisch technischen Zulassungen geregelt. Im außereuropäischen Ausland werden sie dahingegen in den gängigen Mauerwerksnormen mit Hilfe von experimentell verifizierten empirischen Bemessungsmodellen geregelt. Hauptsächlich sind hierbei eine amerikanische [NEHRP 1997] und die neuseeländische Norm [NZS 4230:2004] zu nennen.

3.1.1 Regelung in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen

Schalungssteine werden europaweit als verlorene Schalung und damit als nicht lasttragend angesehen. Daher haben sich zumindest in Deutschland vor allem Schalungssteine durchgesetzt, die hinsichtlich ihres Gewichts und ihrer bauphysikalischen Eigenschaften optimiert wurden. Materialien dieser Schalungssteine sind überwiegend Leichtbeton (mit haufwerksporigem und geschlossenem Gefüge), Holzspanbeton und Polystyrol. Vor allem im Landschaftsbau oder für Keller wird auch Normalbeton (ebenfalls mit haufwerksporigem oder geschlossenem Gefüge) verwendet.

Aufgrund der sukzessiven Verschärfung der Wärmeschutzverordnungen wurde der klassische, in dieser Arbeit als Referenz dienende Schalungsstein um Steckteile aus Polystyrol ergänzt, so dass sowohl mit 30 als auch mit 37,5 cm starken Schalungs-

steinwänden die Anforderungen der aktuell gültigen Energieeinsparverordnung erfüllt werden können.

Die Schubbelastbarkeit von Schalungssteinen ist nach Gleichung 3-1 in erster Linie vom Querschnitt der die einzelnen Füllbetonstützen verbindenden Querriegel abhängig, da diese bei einer Schubbelastung der Wand als erste versagen. Diese Querriegel haben üblicherweise eine Höhe von maximal 1/3 der Steinhöhe aufgrund der Tatsache, dass Schalungssteine primär den beim Betonieren auftretenden Frischbetondruck abtragen können müssen. Eine Steigerung der Tragfähigkeit von Schalungssteinen durch Optimierung ihrer Geometrie ist also nur eingeschränkt möglich.

$$\tau_s = \frac{Q \cdot h_s}{L \cdot A_R} \leq \text{zul } \tau_s \quad (3-1)$$

mit τ_s Scherspannung

Q aufzunehmende Querkraft

h_s Steinhöhe (0,25 m)

L Wandlänge

A_R Riegelfläche nach Anlage 26 der abZ

zul τ_s z.B. = 0,50 MN / m² für Beton B25

Ab dem Jahr 2011 wurde die Bemessung nach Gleichung 3-1 durch ein an der Universität Dortmund [Makunza 2001] entwickeltes Bemessungskonzept (siehe Kapitel 3.2.1) abgelöst.

3.1.2 Regelungen in internationalen Normen

International werden Schalungssteine dem klassischen Mauerwerk zugerechnet und dementsprechend in den Mauerwerksnormen geregelt. Außerdem werden sie überwiegend mit Horizontal- teilweise auch mit Vertikalbewehrung ausgeführt, deren Beitrag zur Gesamttragfähigkeit unterschiedlich angesetzt wird.

3.1.2.1 AS 3700-1998

Die australische Norm [AS 3700-1998] regelt die Schubbemessung von Schalungssteinen ebenfalls durch eine empirische Beziehung unter Berücksichtigung eines Traganteils für das Mauerwerk und die (Horizontal- oder Vertikal-) Bewehrung:

$$V_n = f_{vr} \cdot A_n + 0.8 \cdot A_s \cdot f_{yh} \quad (3-2)$$

Die Mauerwerksschubfestigkeit f_{vr} wird in Abhängigkeit des Wandhöhen- zu Längenverhältnisses abgemindert. Der Bewehrungstraganteil wird zum einen um 20 %

abgemindert, zum anderen wird je nach Schubslankheit der Wand (= Wandhöhen- zu Wandlängenverhältnis) entweder die Horizontal- oder die Vertikalbewehrung durch A_s berücksichtigt.

Ein Beitrag der vertikalen Auflast berücksichtigt die australische Mauerwerksnorm nicht. Außerdem werden Mindestbewehrungsgrade von 0,13 % der Steinnettofläche und bestimmte Maximalabstände vorgeschrieben.

3.1.2.2 NEHRP 1997

Das National Earthquake Hazards Reduction Program [NEHRP 1997] beinhaltet für die Bemessung von Schalungssteinen ebenfalls eine empirische Gleichung:

$$V_n = 0.083 \cdot \left[4.0 - \frac{h_c}{L_w} \right] \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m} + 0.25 \cdot \sigma_n \cdot A_n + 0.5 \cdot A_h \cdot f_{yh} \cdot \frac{L_w}{s} \quad (3-3)$$

Im Unterschied zu [AS 3700-1998] und [UBC 1997] wird eine Schubtragfähigkeits-erhöhung durch die Vertikallast berücksichtigt. Die Effektivität einer Horizontalbe- wehrung wird relativ deutlich um 50 % reduziert während eine Vertikalbewehrung überhaupt nicht angesetzt wird. Die Schubtragfähigkeit wird ähnlich [UBC 1997] begrenzt.

3.1.2.3 NZS 4230:2004

Mauerwerksbauten werden in Neuseeland überwiegend aus als lasttragend angese- henen Betonschalungssteinen hergestellt, die aufgrund der hohen lokalen Erdbeben- gefahr ausschließlich bewehrt ausgeführt werden dürfen.

Die neuseeländische Norm für bewehrte Betonschalungssteine [NZS 4230:2004] geht auf umfassende Versuchsreihen der Universität Auckland zurück (siehe [Paulay et al. 1992], [Voon et al. 2001] und [Voon et al. 2003]). Die Betonstauchung wird analog zum klassischen Stahlbeton auf $\epsilon_u = 3,0$ ‰ begrenzt. Der Elastizitätsmodul der Schalungssteinwände wird allerdings aufgrund von Versuchsergebnissen auf $E_c = 15.000 \text{ N/mm}^2$ beschränkt, woraus eine geringere Steifigkeit der Gebäude und üblicherweise auch geringere Erdbebenlasten folgen als in der Vorgängernorm von 1990, in der $E_c = 25.000 \text{ N/mm}^2$ angesetzt wurde. Die bezogene Normalkraft wird außerdem auf 0,40 beschränkt. Gleichung 3-4 zeigt die Schubbemessungsgleichung:

$$V_n = (C_1 + C_2) \cdot v_{bm} \cdot b_w \cdot d + 0.9 \cdot \sigma_n \cdot A_n \cdot \tan \alpha + C_3 \cdot A_h \cdot f_{yh} \cdot d / s_h \quad (3-4)$$

Der Faktor C_1 berücksichtigt eine Vertikalbewehrung, C_2 die Schubslankheit und v_{bm} die Schubfestigkeit des Mauerwerks. Außerdem erlaubt die Gleichung noch die Berücksichtigung der Auflast und der Horizontalbewehrung, beinhaltet also als ein- zige der hier vorgestellten normativen Regelungen alle der im Allgemeinen für das Schubtragverhalten als essentiell angesehenen Komponenten.

3.1.2.4 Uniform Building Code 1997

Der Uniform Building Code 1997 [UBC 1997] enthält zur Schubbemessung von Schalungssteinen folgende empirische Berechnungsgleichung, die im ersten Teil den Traganteil des Steins, im zweiten Teil den der Horizontalbewehrung berücksichtigt:

$$V_n = 0.083 \cdot C_d \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m} + A_h \cdot f_{yh} \cdot \frac{L_w}{s_h} \leq 0.33 \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m} \quad (3-5)$$

Der Faktor C_d bezieht dabei das Verhältnis von Wandhöhe zu -länge mit in die Berechnung der Schubtragfähigkeit ein. Der Beitrag der Horizontalbewehrung wird im Unterschied zu allen anderen hier zitierten Normen mit dem vollen Produkt von Querschnittsfläche der Bewehrung mal Streckgrenze des Bewehrungsstahls angesetzt.

3.2 Experimentelle Untersuchungen mit Schalungssteinen und daraus abgeleitete Bemessungsmodelle

Die überwiegende Anzahl von Versuchen an Schubwänden konzentriert sich international auf bewehrtes Mauerwerk und Stahlbeton, da aufgrund der Duktilität und Tragfähigkeit nur dann praktikable Werte hinsichtlich der Erdbeben­tragfähigkeit erreicht werden. Aufgrund der guten Bewehrbarkeit von Schalungssteinwänden existieren nahezu keine Versuche an unbewehrten Probekörpern. Da Schalungssteinwände aufgrund ihres speziellen Aufbaus nicht direkt mit unbewehrten oder bewehrten Mauerwerks- oder Betonwänden verglichen werden können, beschränken sich die Ausführungen zum Stand der Technik daher überwiegend auf Versuche mit Schalungssteinen. Zu Versuchen an Stahlbeton- oder Mauerwerkswänden sei unter vielen Anderen auf [Münich 2011], [Schermer 2003] und [Paulay et al. 1992] verwiesen.

3.2.1 Untersuchungen an der Universität Dortmund

An der Universität Dortmund wurde im Jahr 2001 von John Kassian Makunza eine Doktorarbeit mit dem Titel „Bemessungskonzept für Stahlbeton-Lochwände“ angefertigt [Makunza 2001]. Seine Untersuchungen führte er an Schalungssteinen aus haufwerksporigem Leichtbeton durch. Hierbei folgte er der europaweit vorherrschenden Annahme, Schalungssteine als nicht lasttragend anzusehen, und beschränkte seine experimentellen und analytischen Untersuchungen weitgehend auf Beton-Lochwände, bei denen die Leichtbetonkomponenten nach Erhärten des Füllbetons entfernt wurden.

Es wurden drei Bemessungskonzepte entwickelt, je nach den geometrischen Eigenschaften der Schalungssteine. Im folgendem wird nur auf das für die eigenen Untersuchungen maßgebliche Bemessungskonzept eingegangen.

In diesem analytischen Bemessungskonzept sah der Autor das Erreichen des Rissmomentes in den die Füllbetonstützen verbindenden Querriegeln (Idealisierung als beidseitig eingespannter, unbewehrter Balken) als versagensauslösend an. Seine auf dieser Basis aufbauende Bemessungsgleichung (analog Gleichung 3-1) zeigte eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen (Versagenslast circa 60 kN). Das Bemessungskonzept wurde auch in die aktuelle europäische Zulassungsrichtlinie für Schalungssteine aufgenommen.

Zum Abschluss der Versuchsreihe wurde eine identische unbewehrte Wand getestet, bei der die Schalungssteine nicht entfernt worden waren ($l/h=1,25$ m/2,5 m), um den Einfluss der Mitwirkung der Schalungssteine auf die Horizontaltragfähigkeit zu untersuchen.

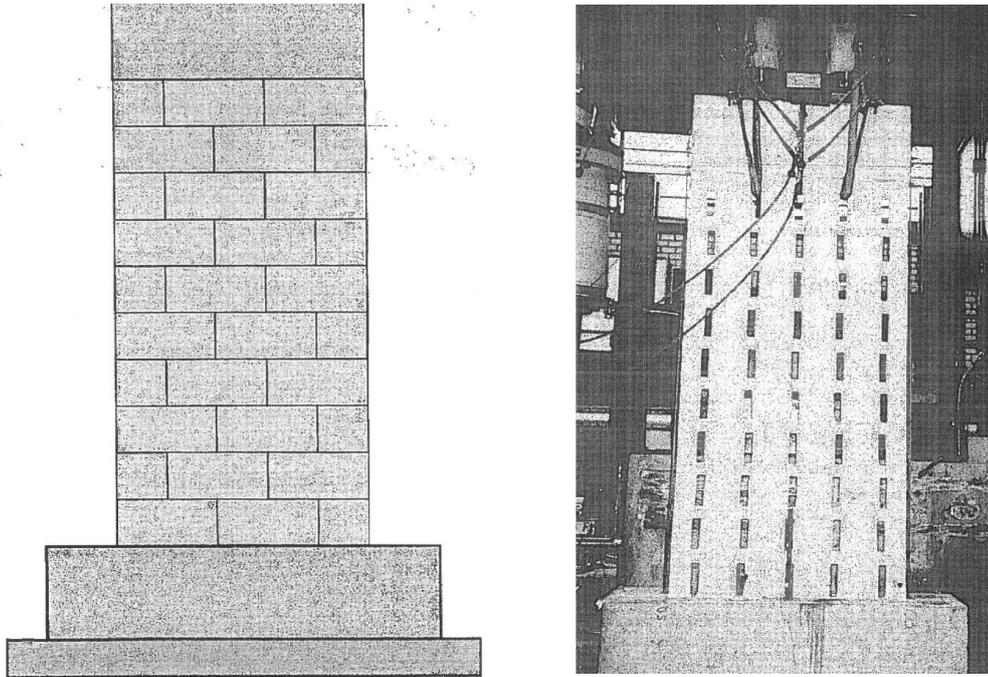


Abb. 3-1 Wände mit Schalungssteinen (l.) und mit vor dem Versuch entfernten Schalungssteinen (r.) [Makunza 2001]

Die zentrisch eingeleitete Normalkraft betrug 560 kN, was laut der damals gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der Bemessungslast entsprach. Der Versuch musste aufgrund der hohen Horizontalverformungen etwa bei dem doppelten Wert (112 kN) der erwarteten Versagenslast abgebrochen werden. Zu diesem Zeitpunkt stieg die Horizontalkraft des weggesteuerten Versuchs noch an, siehe Abbildung 3-2. Die Versuchswand war außerdem vollkommen schubrissfrei. Die Exzentrizität e ($= M/N$) bei Abbruch des Versuchs betrug 0,57: Versagen durch Kippen stand also vermutlich unmittelbar bevor.

Abbildung 3-2 zeigt die Versuchskurve bis zum Versuchsabbruch bei einer Verformung von circa 19 mm.

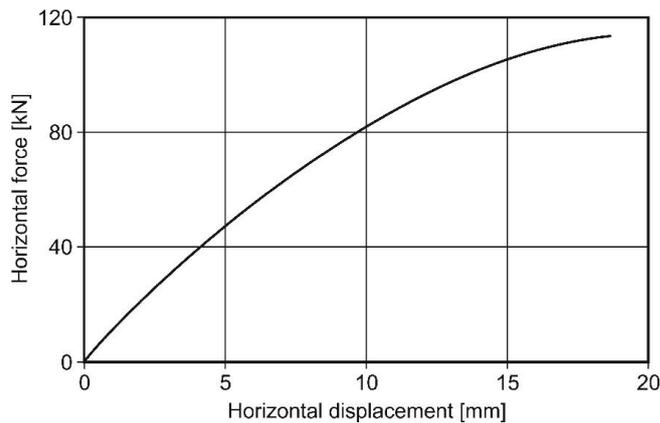


Abb. 3-2 Last-Verformungskurve der Schalungssteinwand (nach [Makunza 2001])

Die Versuchswand wurde nach Abschluss des Schubversuches vertikal bis zum Bruch belastet. Die Versagenslast betrug etwa 3500 kN und damit mehr als das Sechsfache der Vertikalbemessungslast. Auch dieses Ergebnis deutet auf ein sehr konservatives Bemessungskonzept hin.

3.2.2 PHD-Thesis von Kok Choon Voon an der University of Auckland

An der Universität Auckland wurde die in den letzten Jahren umfassendste Versuchsreihe an 20 Schalungssteinwänden aus Normalbeton durchgeführt, davon zehn mit Fenster- oder Türöffnungen. 16 der Wände wiesen ein Höhen- zu Längenverhältnis von 1,0 auf. Alle Wände wurden vertikal und horizontal bewehrt, wobei der Vertikalbewehrungsgrad konstant gehalten und nur Horizontalbewehrungsgrad und Vertikallastniveau variiert wurden. Von zwei Wänden abgesehen wiesen alle Wände Schubversagen auf.

Abbildung 3-3 zeigt die verwendeten Schalungssteine. Die vertikalen Querstege waren üblicherweise durchlaufend, nur bei horizontal bewehrten Wänden wurden diese Querstege unterbrochen (vgl. Abbildung 3-3, links oben).

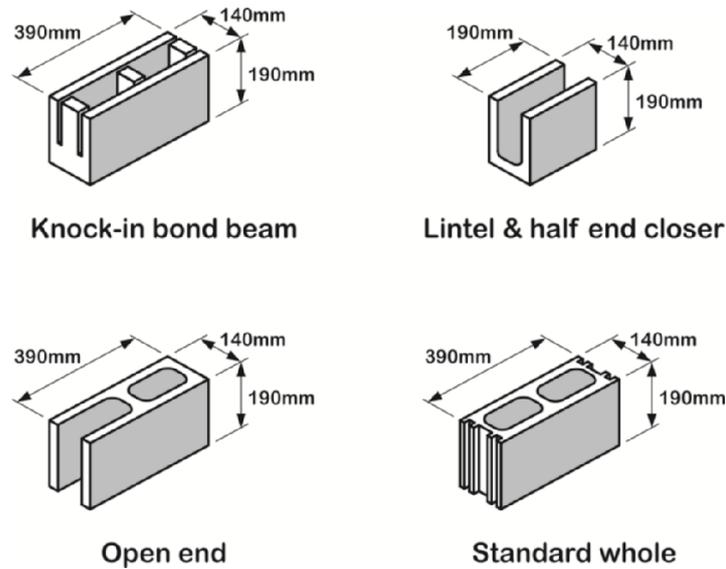


Abb. 3-3 Details der Schalungssteine (nach [Voon 2007])

Es wurden folgende Auswirkungen auf die Tragfähigkeit beobachtet:

- Der Horizontalbewehrungsgrad hatte einen positiven Effekt auf die Horizontaltragfähigkeit der Wand und verbesserte das Nachbruchverhalten (Duktilität) deutlich, was im Erdbeben für eine erhöhte Energiedissipation sorgt. Außerdem führte eine gleichmäßige Verteilung der Bewehrung über die Wandhöhe zu einem verbesserten Verhalten gegenüber nur einem Bewehrungsstab in Wandmitte.
- Die Erhöhung der Vertikallast führte zu einer Erhöhung der Horizontaltragfähigkeit, zum anderen aber zu einem spröderen Nachbruchverhalten.
- Das Höhen- zu Längenverhältnis der Wände beeinflusst die Horizontaltragfähigkeit ebenfalls deutlich. Schlanke Wände (hier: $h/l = 2$) haben demnach eine geringere Schubtragfähigkeit als gedrungene Wände (hier: $h/l = 0,6$).

Basierend auf diesen Untersuchungen wurde eine Bemessungsgleichung (gültig für Wände mit einem Höhen- zu Längenverhältnis von $0,25 \leq h/l \leq 1,0$) entwickelt, die in ähnlicher Form auch in die neuseeländische Mauerwerksnorm aufgenommen wurde (siehe Gleichung 3-4):

$$V_n = 0,8 \cdot k \cdot (C_a + C_b) \cdot A_n \cdot \sqrt{f_m'} + 0,9 \cdot N^* \cdot \tan \alpha + A_n \cdot f_{yh} \cdot D_{eff} / s_h \quad (3-6)$$

$$\leq 0,33 \cdot A_n \cdot \sqrt{f_m'}$$

- mit k: Abminderungsfaktor für die Duktilität
 C_a: Zusatzterm für Vertikalbewehrung
 C_b: Faktor für das Höhen-zu Längenverhältnis
 A_n: Füllbetonfläche

Der erste Term in Gleichung 3-6 berücksichtigt den Mauerwerkstraganteil, der zweite Term den Traganteil der Vertikallast, der dritte Term den Traganteil der Horizontalbewehrung. Außerdem begrenzt der vierte Term die Horizontaltragfähigkeit auf einen Maximalwert.

Für Wände mit Öffnungen (Fenster, Türen) stellt die neuseeländische Mauerwerksnorm ebenfalls ein einfaches Bemessungskonzept zur Verfügung. Abbildung 3-4 verdeutlicht die Herangehensweise. Die grau schraffierten Bereiche werden als einzelne Wände betrachtet und deren Horizontaltragfähigkeit auf Basis ihrer geometrischen Abmessungen ermittelt. Diese einfache Herangehensweise zeigte eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

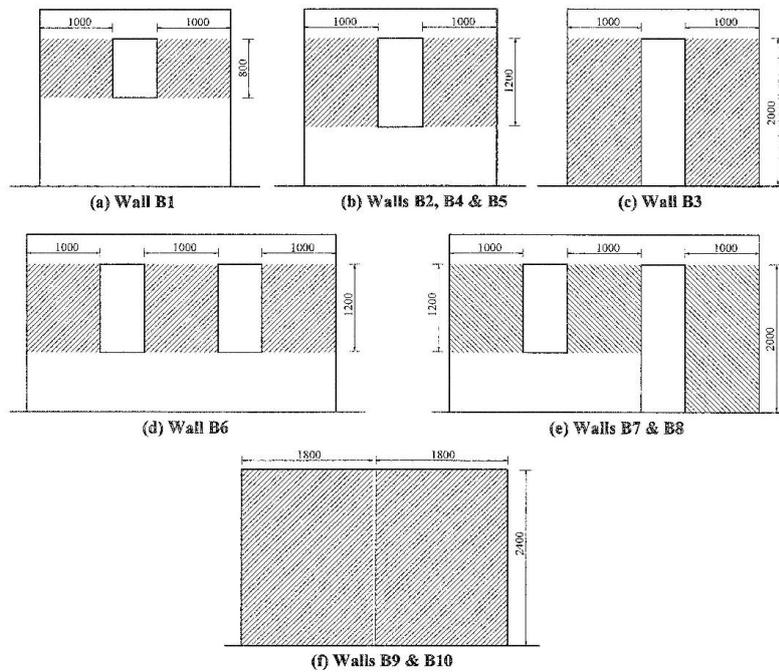


Abb. 3-4 Wände mit Öffnungen [Voon 2007]

Abbildung 3-5 zeigt ein Beispiel eines Rissverlaufs im Versagenszustand. Die das Versagen auslösenden Schubrisse konzentrieren sich in den als bemessungsrelevant zu Grunde gelegten Bereichen und verifizieren so den normativen Bemessungsansatz.

Allerdings ist zu beachten, dass die durchgeführten Versuche mit Öffnungen ohne zusätzliche Vertikallast durchgeführt wurden, was in der Realität selten vorkommen dürfte.

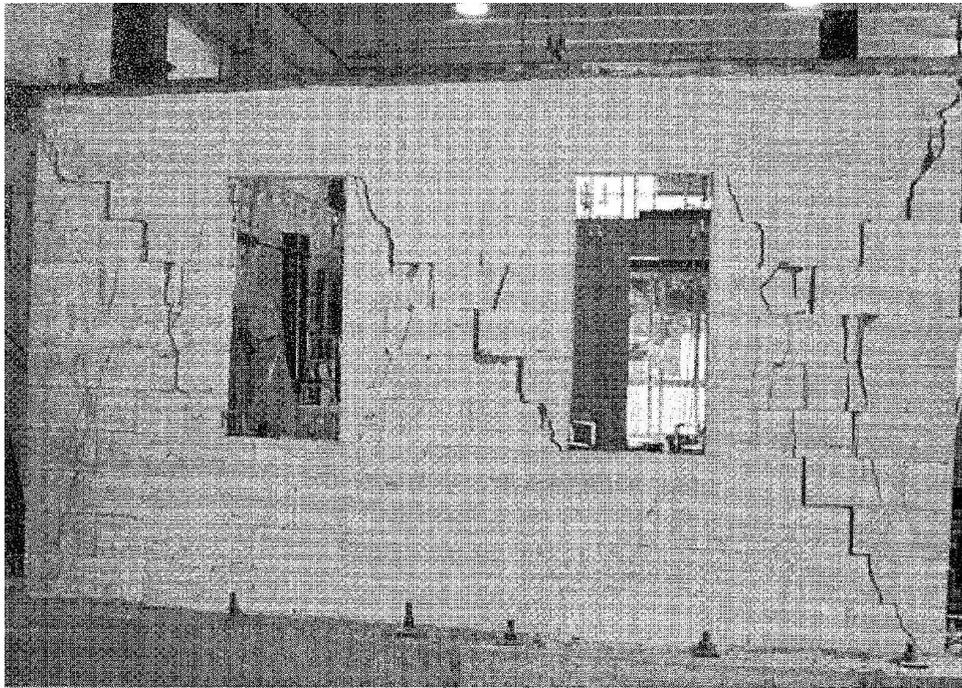


Abb. 3-5 Versagenszustand einer Wand mit Öffnungen [Voon 2007]

3.2.3 DISWALL – Entwicklung innovativer Systeme für bewehrtes Mauerwerk

Das Ziel dieses europäischen Gemeinschaftsforschungsprojektes [Brameshuber et al. 2008] war die Weiterentwicklung bewehrten Mauerwerks, vor allem hinsichtlich der Erdbebentauglichkeit. Hierfür wurden spezielle Mauersteine entwickelt, die den Einbau von Vertikal- und Horizontalbewehrung zulassen sollten. Die deutschen Projektpartner untersuchten vor allem Schalungsziegel, die horizontal und vertikal bewehrt werden können, siehe Abbildung 3-6. Außerdem wurde in den Lagerfugen Dünnbettmörtel verwendet, die Stoßfugen blieben unvermörtelt.

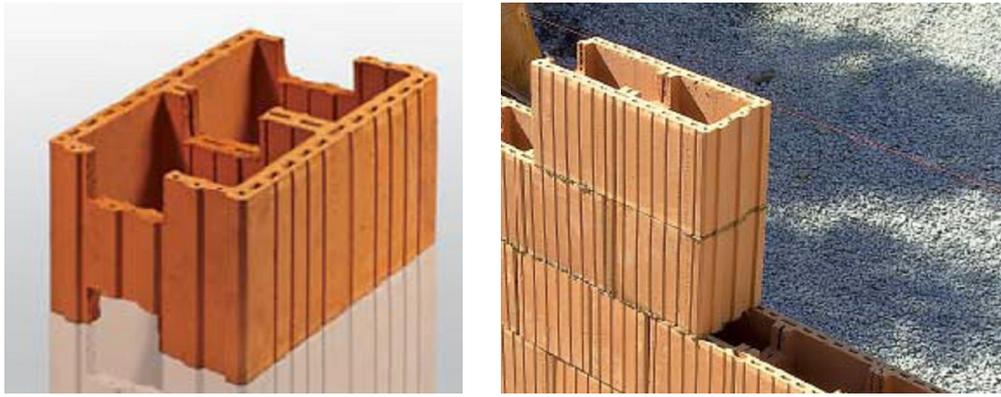


Abb. 3-6 Schalungsziegel [Unipor]

Es wurden insgesamt sechs Großversuche an zwei schlanken und vier gedrunenen Versuchswänden durchgeführt, mit verschiedenen Auflastniveaus und verschiedener Versuchssteuerung (monoton, zyklisch). Die Ergebnisse zeigten eine deutlich höhere Versagenslast als Bemessungsmodelle zahlreicher Normen vermuten ließen.

In der Untersuchung zeigte sich, dass das Verhalten der Wände überwiegend durch den Füllbeton dominiert wurde. Daher wurden im numerischen Modell und im Bemessungskonzept (Nachweis von Einzelstützen) die Schalungsziegel vernachlässigt. Die Versuchsergebnisse stimmten gut mit dem numerischen Modell überein.

Das in der aktuell gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (von Mai 2009) angewandte Bemessungskonzept beruht allerdings nach wie vor auf dem analytischen Modell von [Makunza 2001].

Die einzige veröffentlichte zyklische Versuchskurve stammt von einer der schlanken Wände und lässt auf ein duktiler Versagen schließen. Versuchskurven von gedrunenen Wänden, die ein „spröderes Schubversagen“ erwarten lassen, wurden nicht veröffentlicht. Über unbewehrte Versuchswände, die einen Vergleich mit den Ergebnissen bewehrter Wände ermöglichen würden, wurde ebenfalls nicht berichtet.

3.2.4 Shear Strength of Reinforced Hollow Unit Masonry Walls

In dieser Untersuchung [Matsumura 1987] wurden 57 Wände aus Normalbeton-Schalungssteinen mit einer Würfeldruckfestigkeit von 23 – 43 N/mm² untersucht (und 23 Wände aus Ziegel-Schalungssteinen). Der Füllbeton wies Würfeldruckfestigkeiten von 22 – 24 N/mm² auf (allerdings hat Matsumura nicht alle diese Versuche selbst durchgeführt, sondern bei fehlenden Daten auf Untersuchungen von [Hachisu et al. 1980], [Imai et al. 1982] und [Kaminosono 1985] zurückgegriffen).

Etwa zwei Drittel der Wände waren nur dort ausbetoniert, wo Bewehrungsstäbe eingebaut wurden. Das restliche Drittel war vollkommen mit Beton verfüllt, wie es in Europa üblich ist. Es wurden folgende Einflüsse untersucht:

- Füllbetonfestigkeit
- Horizontalbewehrungsgrad
- Vertikallast
- Verhältnis von Wandlänge zu -höhe

Die meisten Versuchswände versagten auf Schub, was sich durch x-förmige Risse zeigte. Die Versagensschubspannungen für vollständig ausbetonierte Wände aus Beton-Schalungssteinen lagen bei 1,6 bis 2,9 N/mm².

Hierbei wurde beobachtet, dass die maximale Schubspannung etwa im Verhältnis mit der Wurzel der Mauerwerksdruckfestigkeit ansteigt. Außerdem zeigten sich ein deutlicher Einfluss des Horizontalbewehrungsgrades, der Vertikallast und der Schubslankheit (d.h. des Wandhöhen- zu Wandlängenverhältnisses).

Die hergeleitete Bemessungsgleichung wird hier der Vollständigkeit halber wiedergegeben. Für die exakte Bedeutung der einzelnen Faktoren sei der interessierte Leser an [Matsumura 1987] verwiesen:

$$V_u = \left\{ k_u \cdot k_p \cdot \left[\frac{0,76}{\frac{h}{d} + 0,7} \right] \cdot \sqrt{f'_m(g) + 0,18 \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \sqrt{\delta_h \cdot h \cdot \sigma_y \cdot f'_m(g) + 0,2 \cdot \sigma_o(g)}} \right\} \cdot 10^3 \cdot t \cdot j \quad (3-7)$$

3.2.5 Bond in Reinforced Concrete Masonry

[Soric et al. 1987] untersuchten den Verbund zwischen Schalungssteinen aus Normalbeton und dem Füllbeton. Die Verbundeigenschaften werden vor allem durch Adhäsionskräfte dominiert. Reibverbund oder Scherverbund, wie beim Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton, kann hier im Allgemeinen nicht aktiviert werden. Dementsprechend sind die im Ausdrückversuch (siehe Abbildung 3-7) gemessenen Verbundspannungen klein im Vergleich zu Werten, die man beim Auszug- oder Ausdrückversuch von Bewehrungsstahl feststellt.

Der Versuchskörper wurde auf der Oberseite durch eine Flächenlast nur im Bereich des Füllbetons beansprucht. Gelagert wurde auf der Unterseite dementsprechend nur der Bereich des Schalungssteins. Die Verbundspannung ermittelten die Autoren durch Division der gemessenen Maximallast P durch die Kontaktfläche zwischen Schalungsstein und Füllbeton. Die Oberflächenbeschaffenheit der Kontaktfläche kann als glatt eingestuft werden.

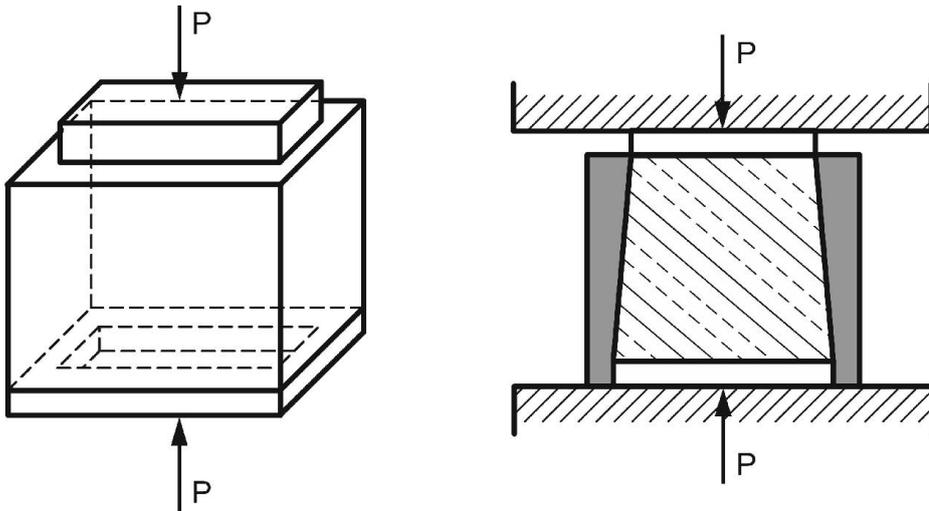


Abb. 3-7 Ausdrückkörper [Soric et al. 1987]

Die gemessene Verbundspannung liegt bei einem Mittelwert von $1,52 \text{ N/mm}^2$. Die drei Einzelwerte lagen zwischen $1,39 \text{ N/mm}^2$ und $1,59 \text{ N/mm}^2$. Ein Versuch, der bei der Ermittlung dieses Mittelwertes nicht berücksichtigt wurde, lieferte sogar eine maximale Verbundspannung von $2,32 \text{ N/mm}^2$.

3.2.6 Untersuchungen an der University of Berkeley

Am Earthquake Engineering Research Center der University of Berkeley führten zwischen 1976 und 1985 verschiedene Forschungsgruppen [Mayes et al. 1976a], [Mayes et al. 1976b], [Hidalgo et al. 1978], [Shy-Wen et al. 1978], [Hidalgo et al. 1979], und [Sveinsson et al. 1985] insgesamt 95 Versuche an Schalungssteinwänden bzw. doppelschaligen Mauerwerkswänden mit betonverfülltem Zwischenraum durch. 23 dieser Wände im Format $h/l = 1/1$ und sechs Wände im Format $h/l = 1/2$ wurden aus Normalbeton-Schalungssteinen hergestellt.

Der unbewehrte Referenzprobekörper im Verhältnis $1/1$ ($h = 1 \approx 1,2 \text{ m}$) versagte bei einer Schubspannung von $1,42 \text{ N/mm}^2$. Durch Einbau von Vertikal- und Horizontalbewehrung (vertikal je 8 mm am Wandende, $4 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm}$ horizontal) konnte die Versagensschubspannung auf $2,65 \text{ N/mm}^2$ gesteigert werden, bei einer konstanten Vertikalspannung von $1,8 \text{ N/mm}^2$. In allen Fällen war Schubversagen maßgebend.

Der Vertikalbewehrungsgrad hatte keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Diese Beobachtung scheint im Widerspruch zu anderen Autoren zu stehen. Allerdings hatten diese Autoren die Vertikalbewehrung über die Wandlänge verteilt, so dass die Dü-

belwirkung der Bewehrungsstäbe im Bereich der Schubrisse genutzt werden konnte (vergleiche [Tomažević 1999]).

Die Steigerung der Horizontalbewehrung bewirkte, wie bei den meisten anderen Autoren, eine deutliche Vergrößerung der Versagenslast.

Abbildung 3-8 und 3-9 zeigen Vergleiche der unbewehrten zur maximal bewehrten Wand:

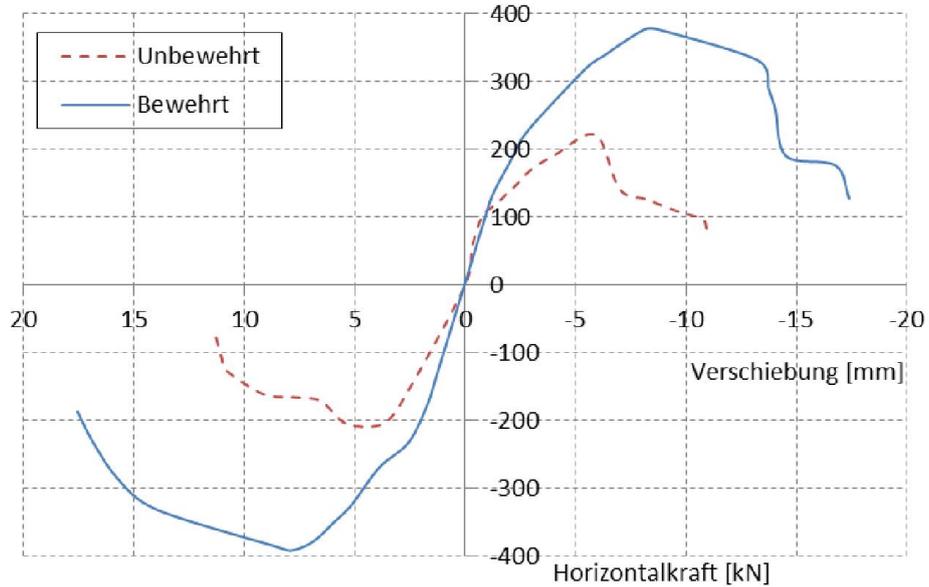


Abb. 3-8 Umhüllende der Versuchskurven (nach [Shy-Wen et al. 1978])

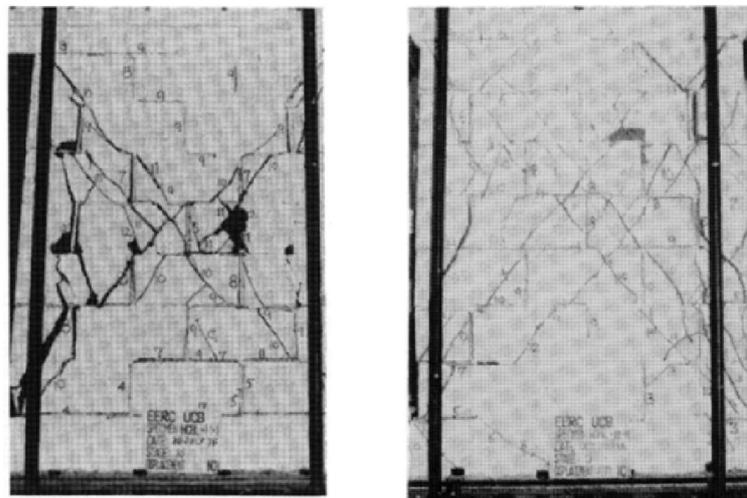


Abb. 3-9 Unbewehrte (l.) und maximal bewehrte (r.) Wand [Shy-Wen et al. 1978])

Im Vergleich der beiden Bilder wird die Steigerung der Duktilität deutlich. Man erkennt auch deutlich die gleichmäßigere Verteilung der Risse und die geringere Rissbreite beim Versuch mit Bewehrung. Vor allem aber werden Tragfähigkeit und Verformbarkeit um circa 90 % gesteigert.

Die sechs Versuche an gedrungenen Wänden ($h/l = 0,5$) versagten ebenfalls alle durch Schub. Die Horizontalbewehrungsmenge - der einzige Parameter, der variiert wurde - erhöhte auch bei diesen Versuchen die Tragfähigkeit, allerdings nicht so deutlich wie bei den vorigen Versuchen.

Die zwölf abschließend von [Sveinsson et al. 1985] getesteten Wände zeigten nochmals deutlich folgende Einflussfaktoren auf:

- Vertikallasten erhöhen die Schubtragfähigkeit deutlich, reduzieren aber bei hohen Werten auch die Duktilität
- Die Horizontalbewehrung erhöht ebenfalls die Tragfähigkeit, allerdings sorgt eine Verdoppelung von zwei auf vier Bewehrungsstäbe ($\varnothing = 5$ mm) nur für eine Traglaststeigerung von 16 %. Die Duktilität wird ebenfalls erhöht. Die Verankerung mit 180° -Endhaken zeigte eine deutliche Verbesserung der Duktilität im Vergleich zu 90° -Endhaken.
- Die in dieser Versuchsreihe erstmals vorgenommene gleichmäßige Verteilung der Vertikalbewehrung über die Wandlänge zeigte nicht die erwartete Erhöhung von Duktilität und Tragfähigkeit durch Dübelwirkung. Bei den Ziegel-Schalungssteinen war der Effekt allerdings deutlich und führte zu einer Tragfähigkeitssteigerung von 25 %. Ein Grund für dieses unterschiedliche Verhalten konnte nicht identifiziert werden.

3.2.7 Seismic Resistance of Reinforced Concrete Masonry Shear Walls with High Steel Percentages

In dieser Untersuchung [Priestley 1977] wurden sechs Versuche an Normalbeton-Schalungssteinwänden ($h/l = 1,65$ m / $2,43$ m, $t = 0,143$ m) durchgeführt. Vier dieser Wände wurden ohne Normalkraftbelastung getestet, zwei Wände mit einer Normalkraft von 240 kN (was einer vergleichsweise geringen Vertikalspannung von $0,69$ N/mm² entspricht).

Im Vergleich zu anderen Autoren waren die Wände aber stark bewehrt, sowohl horizontal (acht Stäbe vom Durchmesser 16 oder 19 mm) als auch vertikal (sechs bis acht Stäbe, $d = 16$ mm oder 19 mm). Die Vertikalbewehrungsstäbe wurden im unteren Bereich durch einen Übergreifungsstoß ($l_0 = 54 \cdot d$) gestoßen, die Horizontalbewehrungsstäbe jeweils durch einen 180° -Endhaken am Wandende verankert.

Abbildung 3-10 zeigt die Umhüllende von zwei Versuchen und vergleicht das zyklische Verhalten der normalkraftfreien Wand A1 mit der vertikal belasteten, ansonsten identischen Wand A5:

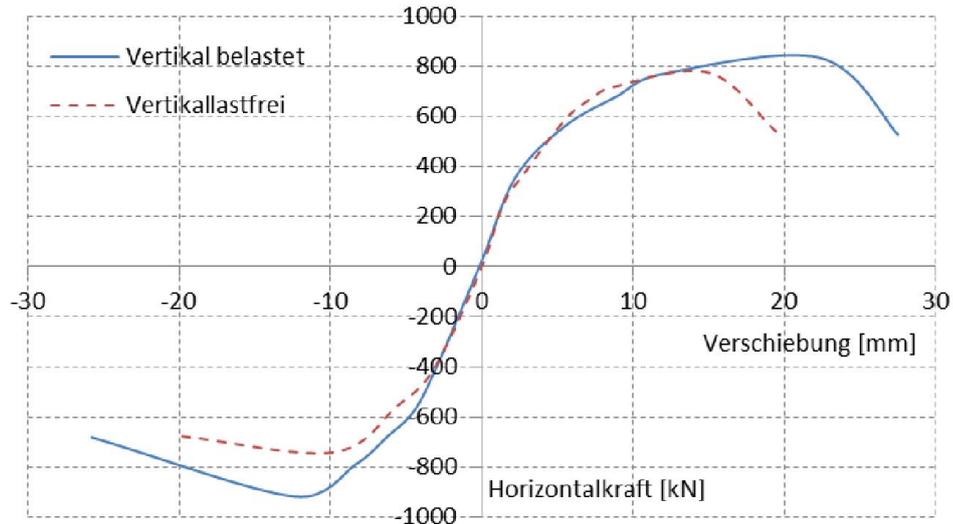


Abb. 3-10 Vergleich einer vertikalkraftbelasteten mit einer vertikal unbelasteten Wand (nach [Priestley 1977])

Wand A1 war mit je acht Bewehrungsstäben ($d = 19,05 \text{ mm}$) bewehrt und erreichte eine maximale Horizontalkraft von 695 kN, Wand A5 versagte bei 818 kN. Die Belastbarkeit konnte durch die Normalkraft also um 123 kN gesteigert werden.

Auch bei dieser Untersuchung hatte die Normalkraft also einen deutlichen und positiven Einfluss auf die Tragfähigkeit. Verformbarkeit und Duktilität wurden ebenfalls gesteigert.

Wand A2 wurde mit je sechs Bewehrungsstäben vom Durchmesser 16 mm bewehrt: Im Vergleich zu der ansonsten identischen Wand A2 enthielt Wand A1 also 91 % mehr Bewehrung. Es wurde eine maximale Horizontallast von 432 kN erzielt im Vergleich zu 695 kN, was einer Steigerung von 61 % entspricht. Auch bei dieser Untersuchung wird also deutlich, dass mit der Steigerung der Bewehrungsquerschnittsfläche keine proportionale Steigerung der Tragfähigkeit erreicht wird.

Priestley führt den schnellen Abfall von Steifigkeit und Tragfähigkeit im letzten Verformungszyklus auf Gleiten der Wand entlang der Sohlfuge zurück. Dies ist durch die geringe Auflast erklärbar und verdeutlicht, dass im Lastfall Erdbeben nicht nur die Erdgeschosswand maßgebend werden kann, sondern ebenso gering belastete Wände in den oberen Stockwerken, als auch vertikal geringer belastete Außenwände im Allgemeinen.

Außerdem sollte noch darauf hingewiesen werden, dass der hohe Horizontalbewehrungsgrad die Bildung von durchgehenden Schubrisen wirksam verhindert hat.

3.2.8 Cyclic Loading Tests of Slender Concrete Masonry Shear Walls

In der Untersuchung von [Priestley et al. 1982] wurden drei dreistöckige schlanke Wände getestet, die von der Vertikalbelastung her in vier- bis fünfstöckigen Gebäuden vorgefunden werden. Bei Wand 1 wurde auf der obersten Wand (Wandlänge 2,4 m) eine Vertikallast von 556 kN aufgebracht (inkl. Eigengewicht entspricht dies 640 kN auf dem Fundamentbalken). Wand 3 wurde vertikal mit 166 kN belastet (entspricht 250 kN in Fundamenthöhe). Abbildung 3-11 zeigt die unterschiedlichen Hysteresekurven dieser Versuche:

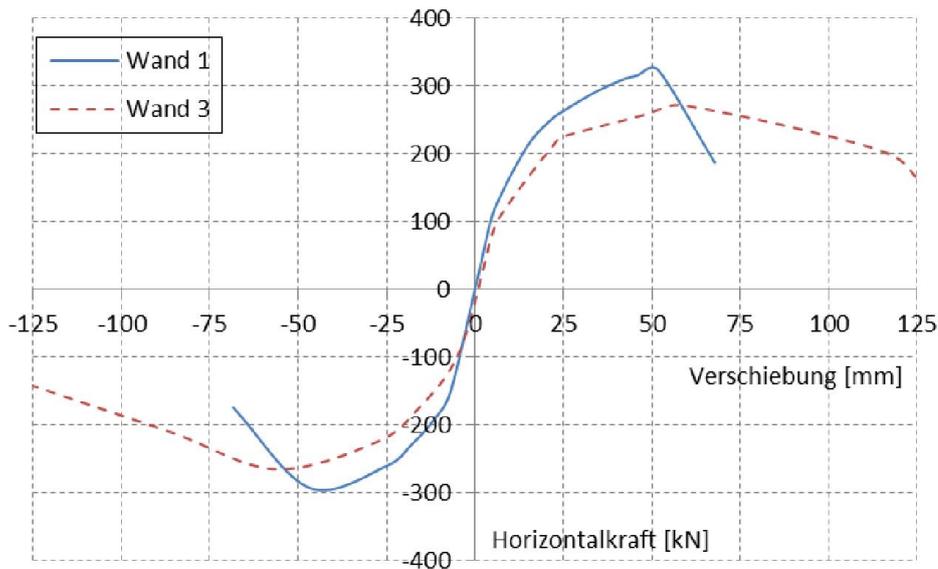


Abb. 3-11 Umhüllende der Hysteresekurven von Wand 1 und 3 (nach [Priestley et al. 1982])

Die geringer belastete Wand 3 zeigt ein deutlich stabileres Verformungsverhalten. Die Maximallast konnte deutlich länger aufrechterhalten werden und die Maximalverschiebung ist deutlich größer (70 mm zu 125 mm). Die Ursache liegt im bei Wand 1 deutlich stärker ausgeprägten Druckversagen in den Ecken, das zu Vertikalrissen und zum Abplatzen der Schalungssteine führt (bei Stauchungen von etwa 0,25 ‰). Dadurch reduziert sich auch die Betondeckung und letztlich knickten die Vertikalbewehrungsstäbe aus.

Die Endverankerung der Horizontalbewehrungsstäbe wurde durch 90°-Endhaken realisiert. Nach den Beobachtungen anderer Autoren hätten 180°-Schlaufen das

Ausknicken der Vertikalbewehrungsstäbe am Rand vermutlich verhindert und das Verhalten insgesamt deutlich verbessert. Nichtsdestotrotz zeigen alle drei getesteten Wände eine sehr zufriedenstellende Duktilität. Duktilitätswerte (bzw. Verhaltensfaktor) bis 2,5, wie sie für bewehrtes Mauerwerk in Deutschland bzw. Europa gelten, könnten eindeutig gerechtfertigt werden. Der Autor ermittelte mit diesem Verfahren für Wand 1 eine Duktilität von 2,06 respektive 3,0 für Wand 3.

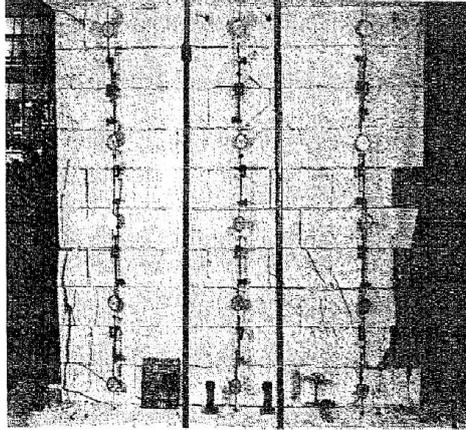


Abb. 3-12 Versagensbild von Wand 3 [Priestley et al. 1982]

Zahlreiche Untersuchungen mit ähnlichen Ergebnissen wurden in den letzten 50 Jahren durchgeführt, die hier der Übersichtlichkeit halber nicht alle diskutiert werden sollen. Der interessierte Leser sei zum Beispiel an [Hiraishi 1985], [Woodward et al. 1985a], [Woodward et al. 1985b], und [Shing et al. 1989] verwiesen.

3.2.9 Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft an der ETH Zürich 1984

Hansruedi Ganz und Bruno Thürlimann [Ganz et al. 1984] führten großformatige Wandversuche an Mauerwerksscheiben unter Variation der Normalkraft, der Lagerfugenbewehrung und der Belastungsart (zyklisch oder progressiv) durch. Die Lagerfugenbewehrung sorgte zwar für keine nennenswerte Tragfähigkeitssteigerung, erhöhte aber die maximal erreichbare Horizontalverschiebung deutlich.

Die zyklische Aufbringung der Horizontalverformungen reduzierte die Tragfähigkeit um 10 bis 15 % im Vergleich zur progressiven Horizontalverformung. Verminderte

Tragfähigkeiten bei zyklischer Aufbringung der Horizontalverformungen beobachteten auch andere Autoren, siehe zum Beispiel [Tomazevič et al. 1996].

3.2.10 Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand

[Budelmann et al. 2004] untersuchten vier vertikal vorgespannte Mauerwerkswände aus Kalksandstein, die horizontal statisch-zyklisch verformt wurden. Das einseitige Abheben des Kopfbalkens wurde durch seitlich angebrachte Zugstangen verhindert. Variiert wurden Litzabstand und Wandabmessungen.

Außerdem wurden die Wandversuche numerisch mit dem Finite-Elemente-Programmsystem ATENA mit Beachtung der nichtlinearen Eigenschaften (materiell und geometrisch) nachgerechnet. Dabei wurden gute Übereinstimmungen bei einer statisch-monotonen Nachrechnung der Versuche erzielt. Bei Berücksichtigung der zyklischen Horizontalverformungen wurden teilweise höhere Horizontalwiderstände ermittelt im Vergleich zur rein statischen Rechnung. Hier besteht offensichtlich noch Forschungsbedarf. Die anschließende Parameterstudie wurde daher mittels einer monotonen Steigerung der Horizontalverformungen durchgeführt.

3.3 Zusammenfassung Stand des Wissens und Schlussfolgerungen für die eigenen Untersuchungen

Es existieren zwar zahlreiche Untersuchungen zu Aussteifungswänden aus Schalungssteinen und daraus abgeleitete Bemessungsmodelle, allerdings wurden keine dieser Untersuchungen mit Schalungssteinen aus Leichtbeton durchgeführt. Noch dazu wurden nahezu alle Versuche mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen verwirklicht. Außerdem lassen Versuchsergebnisse vermuten [Makunza 2001], dass die in Europa verwendeten Bemessungsmodelle sehr weit auf der sicheren Seite liegen.

Vom europäischen Forschungsprojekt DISWall [Brameshuber et al. 2008] abgesehen, nutzte auch kein Wissenschaftler die Methode der finiten Elemente, um fehlende Parameter für die Bemessungsmodelle zu untersuchen.

[Soric et al. 1987] untersuchten den Verbund zwischen Schalungsstein und Füllbeton durch Testen von Ausdrückkörpern und ermittelten einen Mittelwert der Haftverbundfestigkeit von $1,5 \text{ N/mm}^2$. Die Kontaktfläche zwischen Stein und Füllbeton war unbehandelt und kann im Sinne des EC2 somit als glatt eingestuft werden.

[Schubert 2005] prüfte die Haftscherfestigkeit verschiedener Mauersteine und Mörtelarten und kam zu dem Schluss, dass das Versagen in den meisten Fällen nicht in der Fuge, sondern im Stein stattfand. Für haufwerksporigen Leichtbeton in Kontakt zu Normalbeton führte er zwar keine Untersuchungen durch. Allerdings kann aufgrund der Rauigkeit der Fuge geschlussfolgert werden, dass die Fugentragfähigkeit sogar höher ist als bei klassischen Mauermörtel-Mauersteinkombinationen.

In Zeiten steigender Energiepreise wäre es auch von Interesse, Schalungssteine aus haufwerksporigem Leichtbeton zu untersuchen, die im Vergleich zu Normalbeton eine deutlich reduzierte Wärmeleitfähigkeit besitzen. Des Weiteren wurde bisher der Einsatz von integrierter Wärmedämmung (zum Beispiel aus Polystyrol) nicht untersucht. Für die eigene Untersuchung sollen daher Schalungssteine aus haufwerksporigem Leichtbeton zur Anwendung kommen. Aufgrund deren Eigenschaften kann die Kontaktfläche als rau charakterisiert werden, siehe Abbildung 3-13. Dementsprechend kann erwartet werden, dass die maximale Verbundspannung sogar über den von Soric gemessenen Werten liegt. [Wohlfahrt 2010] bestätigt diese Annahme. Für das Finite-Elemente-Modell wird daher zunächst die Annahme eines starren Verbundes zwischen Schalungsstein und Füllbeton getroffen werden.

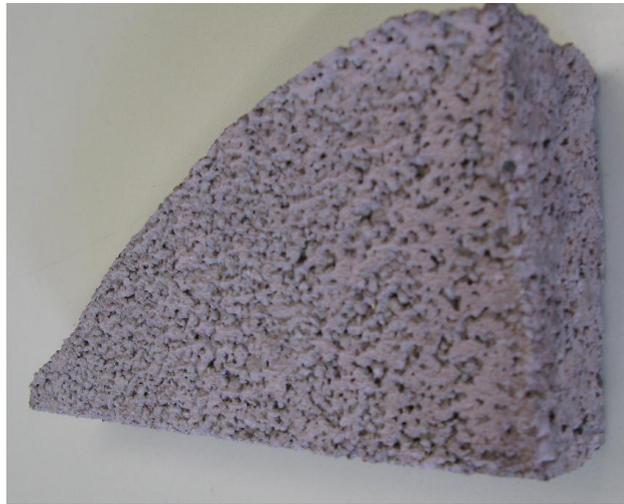


Abb. 3-13 Oberflächencharakteristik des haufwerksporigen Leichtbetons

Die umfassenden Versuchsreihen der University of Berkeley zeigen im Gegensatz zu [Voon 2007], dass die Erhöhung des Horizontalbewehrungsgrades die Tragfähigkeit nur deutlich unterproportional erhöht. Ebenfalls verdeutlicht wurde die Überlegenheit von 180°-Endhaken bei der Verankerung der Horizontalbewehrung. Andere Forschungsarbeiten berichten ebenfalls von nur sehr geringfügigen Tragfähigkeits-erhöhungen durch Horizontalbewehrung, zum Beispiel [Ganz et al. 1984].

Es besteht offenbar großer Forschungsbedarf im Bereich der Schalungssteine, vor allem hinsichtlich der Verwendung von trocken verlegten Leichtbeton-Schalungssteinen, und in Verbindung mit integrierter Wärmedämmung. Daher wur-

den die eigenen Untersuchungen mit Schalungssteinen aus haufwerksporigem Leichtbeton mit integrierter Wärmedämmung aus Polystyrol durchgeführt.

Diese Bauweise vereint zahlreiche Vorteile von Schalungssteinen in sich:

- hohe Tragfähigkeit
- einfache und schnelle Montage (unvermörtelte Stoß- und Lagerfugen)
- geringes Gewicht der Steine, so dass von Hand gemauert werden kann
- gute Wärmedämmwerte durch Verwendung von Leichtbeton und integrierter Wärmedämmung (Polystyrol) bei gleichzeitig gutem Schallschutz
- diffusionsoffen, so dass ein Feuchteausgleich zwischen Raumluft und Wand möglich wird (Verwendung diffusionsoffener Innen- und Außenputze vorausgesetzt)
- einfacher Einbau von Horizontal- und Vertikalbewehrung

Abbildung 3-14 zeigt den als Referenz verwendeten Schalungsstein ohne Wärmedämmung (für Innenwände) und mit integrierter Wärmedämmung (für Außenwände). Die Stärke der Wärmedämmung kann je nach statischen Anforderungen zwischen 4 und 17 cm betragen.



Abb. 3-14 Verwendete Schalungssteine

Für die eigenen Untersuchungen standen als Finite-Elemente-Programm ATENA oder Simulia (ABAQUS) zur Auswahl. Aufgrund der Ergebnisse von [Budelmann et al. 2004] und eigener positiver Erfahrungen wurde Simulia für die eigenen Untersuchungen ausgewählt.

,

Kapitel 4

Eigene experimentelle Untersuchungen

Die eigenen experimentellen Untersuchungen werden mit einem sogenannten Thermo-Schall-Schalungsstein (Abkürzung: T = Thermo, S = Schall) der Stärke 30 cm durchgeführt. Die Dicke der integrierten Wärmedämmung wurde zu 11,5 cm (maximal mögliche Stärke) gewählt, um minimale Tragfähigkeiten zu erreichen. Die Kurzbezeichnung für diesen Schalungsstein (der Firma Gisoton Wandsysteme, Aichstetten) lautet somit TS 30/11,5. Von einem Wandversuch abgesehen, bei dem die Styroporummantelung der Leichtbetonquerstege entfernt wurde, um deren Einfluss auf die Tragfähigkeit zu untersuchen, wurden alle Experimente mit diesem Referenz-Schalungsstein durchgeführt, siehe Abbildung 4-1.

Dieser Schalungsstein wird zum einen am häufigsten eingesetzt, zum anderen enthält er die maximale Menge an Wärmedämmung, so dass er statisch die ungünstigsten Eigenschaften aufweist.

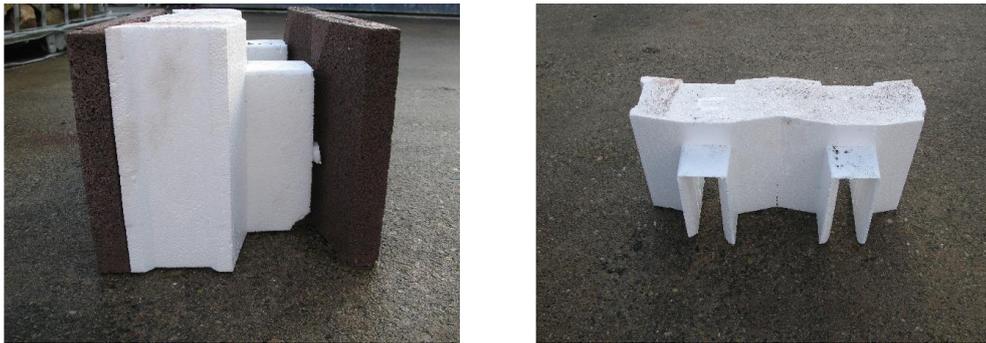


Abb. 4-1 Schalungsstein TS 30/11,5 (l.) und das Polystyrol-Steckteil (r.)

Die Untersuchungen umfassen zum einen fünf realmaßstäbliche Wände ($2,5 \times 2,5 \text{ m}^2$), an denen die wichtigsten Einflussfaktoren auf die Horizontaltragfähigkeit und Verformbarkeit von Schalungssteinwänden exemplarisch untersucht werden. Der Versuchsaufbau wurde nach den Ergebnissen eines europäischen Verbundforschungsprojektes bezüglich der Schubtragfähigkeit von Mauerwerkswänden (ESECMASE) realisiert und von [Münich 2011] entwickelt, basierend auf der Arbeit von [Wallner 2008]. Der Grundgedanke dieser Versuchstechnik ist, die Normalkraft über zwei Hydraulikzylinder in Abhängigkeit der Horizontalkraft und -verformung so

zu regeln, dass ein Schubversagen der Wand erreicht bzw. Druckversagen in den Ecken oder Kippen verhindert wird.

Im Anschluss an diese Großversuche wird abschließend untersucht, ob diese Ergebnisse auch auf kleinformatige Wandversuche (1,25 x 1,25 m²) übertragen werden können. Außerdem sollen diese Versuche mit einer konstanten Normalkraftbelastung durchgeführt werden, um auch diesen Einfluss auf das Verhalten von Wänden analysieren zu können.

4.1 Großformatige Wandversuche

4.1.1 Herstellung der Versuchskörper

Die Schalungssteinwände wurden nach den Vorschriften der damals gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-15.2-18 (kurz: abZ) trocken und im Halbverband aufgemauert, siehe Abbildung 4-2:



Abb. 4-2 Trockenes Aufmauern der Wände im Halbverband nach abZ

In einigen Punkten wurde aber bewusst von der Zulassung abgewichen, um häufig auf der Baustelle vorkommende Einbaumängel zu simulieren:

- nur bei Versuchswand 1, Verwendung eines Betons C20/25 ohne Fließmittel, Konsistenzklasse F3. Die restlichen Wände wurden mit leicht verdichtendem Beton (LVB) der Güte C25/30 hergestellt
- Betonieren erst nach Erreichen der vollen Höhe der Wand (2,5 m), verdichten durch Stochern. Die Zulassung schreibt das Betonieren spätestens nach 1,80 m vor
- keine Verwendung von Schüttröhren. Die Zulassung schreibt eine maximale Fallhöhe des Betons von 1,0 m vor
- Verzicht auf das Vornässen der Schalungssteine

Trotz der Einbaumängel wurden keine Qualitätseinbußen beobachtet. Die Verwendung eines Betons der Konsistenzklasse F3 erschwerte zwar erwartungsgemäß Einbau und Verdichtung (zulassungskonform durch Stochern), es entstanden aber keine Kiesnester oder Hohlstellen. Die deutliche Überschreitung der maximalen Fallhöhe führte ebenfalls zu keiner feststellbaren Entmischung des Betons. Die Tragfähigkeit des Verbundes zwischen Schalungsstein und Füllbeton war trotz des Verzichts auf Vornässen ausreichend, um Verbundversagen zu verhindern. In keinem der Versuche wurden Ablösungen der Leichtbetonschale vor Erreichen der maximalen Horizontallast beobachtet.

4.1.2 Materialparameter der Versuchskörper

4.1.2.1 Füllbeton

Parallel zum Betonieren der Versuchswände wurden Probekörper erstellt, normgemäß gelagert und jeweils am Versuchstag geprüft. Die Probezylinder waren 30 cm hoch und hatten einen Durchmesser von 15 cm. Die Probewürfel wiesen eine Kantenlänge von 15 cm auf.

Tab. 4-1 Materialparameter des Füllbetons

Materialparameter (Mittelwerte)	Wand				
	1	2	3	4	5
E-Modul [N/mm ²]	24504	28492	-	-	-
Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]	25	34,5	-	-	-
Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]	27,3	39,1	43,6	29,8	32,7
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	1,98	2,58	-	-	-
Konsistenzklasse	F3	F6	F6	F6	F6

Für Wand 4 und 5 wurde die Mischung des Füllbetons leicht verändert, um ähnliche Festigkeiten wie bei Wand 1 zu erhalten und dadurch die Versuchsergebnisse besser vergleichen zu können.

Außerdem wurde nach Wandversuch 2 nur noch die Würfeldruckfestigkeit getestet, da sich die übrigen Materialparameter ausreichend genau durch die in den einschlägigen Normen angegebenen Gleichungen berechnen lassen.

4.1.2.2. Leichtbeton

Die Materialfestigkeiten der verwendeten Schalungssteine aus haufwerksporigem Leichtbeton wurden in den letzten Jahren mehrfach durch die Öffentliche Baustoffprüfstelle der Hochschule Biberach ([Wohlfahrt 2006], [Wohlfahrt 2008a], [Wohlfahrt 2008b], [Wohlfahrt 2010]) und durch das Otto-Graf-Institut, Stuttgart [Knödler 1999] überprüft. Auf eigene Materialtests wurde daher zunächst verzichtet. Die folgende Tabelle gibt die ermittelten Materialparameter wieder:

Tab. 4-2 Materialparameter des Leichtbetons

Materialparameter (Mittelwerte)	Jahr der Untersuchung				
	1999	2006	2008-1	2008-2	2010
Rohdichte [kg/m ³]	1210	-	1200	1000	1000
E-Modul [N/mm ²]	6700	-	-	-	-
Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]	11	-	-	-	-
Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]	-	-	14,4	10,2	-
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	-	3,15	-	-	3,08
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	-	-	-	-	1,91

4.1.3 Versuchsaufbau

Für die Großwandversuche wurde auf den von [Münich 2011] entwickelten Versuchsstand zurückgegriffen. Geändert wurden:

- Herstellung von drei Sätzen Last- und Fundamentbalken (Querschnitt 30 cm x 30 cm)
- Verstärkung durch zwei zusätzliche Gewindestangen, über die die Horizontallast im Zugbereich auf den Lastbalken (Kopfbalken) aufgebracht wird
- Vier induktive Wegaufnehmer gleichmäßig über die Wandhöhe verteilt, ein induktiver Wegaufnehmer auf Höhe des Kopfbalkens, zur Messung der Horizontalverformungen

Abbildung 4-3 zeigt den Versuchsaufbau der Großwandversuche.

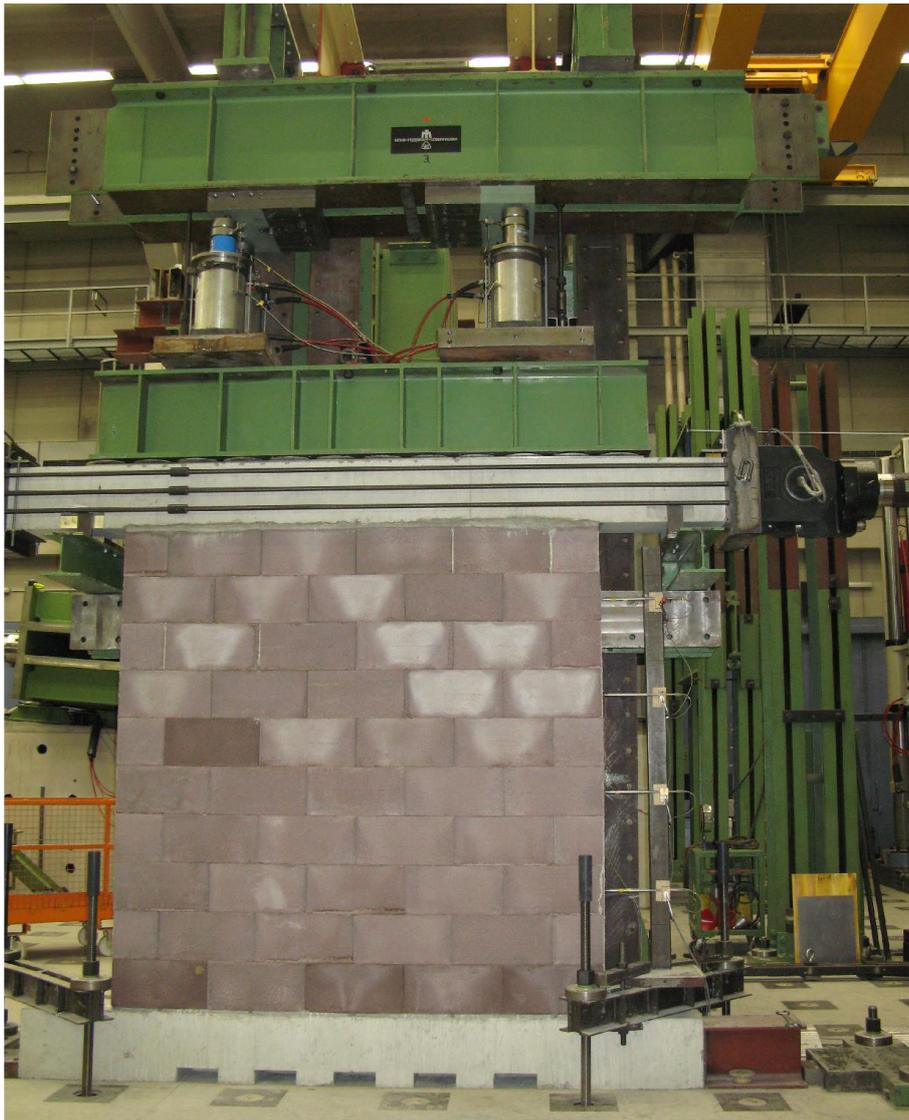


Abb. 4-3 Versuchsstand der Großwandversuche

4.1.3.1 Vertikalkraft

Die vertikale Auflast wurde an zwei Stellen über insgesamt vier Hydraulikzylinder über Lastverteilungsplatten auf Stahlprofile aufgebracht. Zwischen Stahlprofil und Stahlbetonlastbalken wurde zur Minimierung der Reibung eine Gleitschicht aus Teflonplatten angeordnet. Der Lastbalken seinerseits war durch eine Zementmörtel-

schicht mit der Versuchswand verbunden. Die Verbindung zum Horizontalkraftzylinder wurde über Stahlplatten, die durch vorgespannte Gewindestangen verbunden waren, realisiert. Zur Verdeutlichung sind in Abbildung 4-4 die Lasteinleitungsstellen durch Pfeile farblich hervorgehoben.

Die Versuchswand wurde im Wandfußbereich durch eine Zementmörtelschicht mit einem Stahlbetonfundamentbalken verbunden. Der Fundamentbalken wurde, um Abheben zu verhindern, auf den Hallenboden abgespannt. Um Horizontalverschiebungen des Fundamentbalkens ebenfalls zu minimieren, wurde dieser seitlich fixiert.

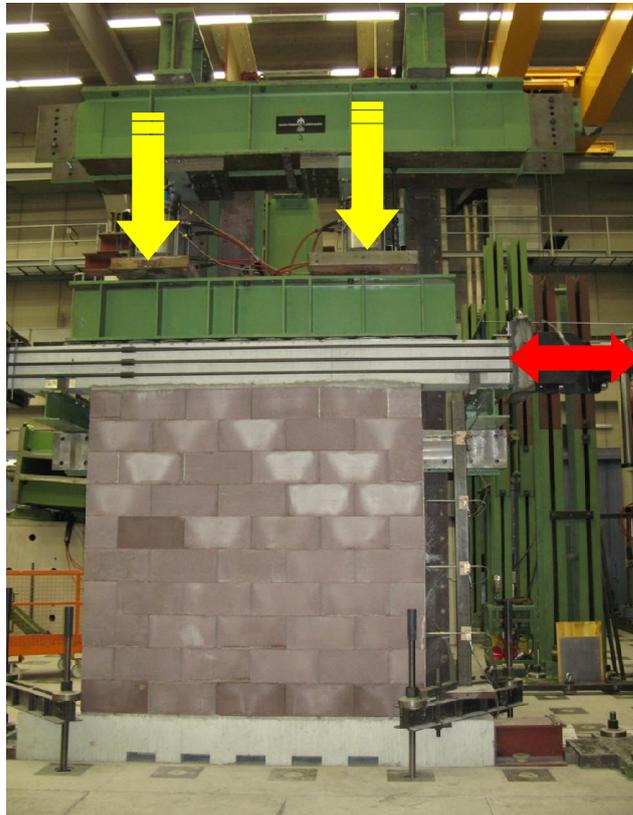


Abb. 4-4 Lasteinleitungsstellen

Die Anfangslast betrug $2 \times 180 \text{ kN} = 360 \text{ kN}$. Die Vertikalzylinder wurden dabei kraftkontrolliert so gesteuert, dass das statische System einer beidseitig eingespannten Wand simuliert wurde. Mit dem Anstieg der Horizontallast wird also auch die Vertikallast vergrößert. Nach Kapitel „Stand des Wissens“ steigt mit der Vertikallast aber auch die Schubtragfähigkeit, was bei der Analyse der Versuchsergebnisse beachtet werden muss. Abbildung 4-5 zeigt beispielhaft den Verlauf der Vertikallast über die Versuchsdauer (anhand von Wandversuch 5) in einem kompletten Horizontalverschiebungszyklus:

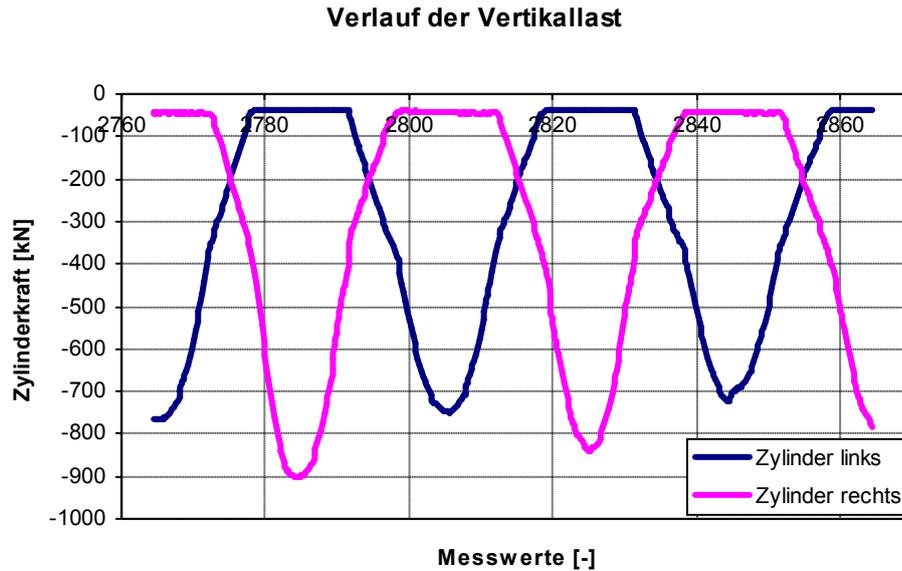


Abb. 4-5 Verlauf der Vertikallast in einer Horizontalverschiebungsstufe

Für Abbildung 4-5 wurde die Verformungsstufe ausgewählt, bei der die maximale Horizontallast von 493 kN erreicht wurde. Durch die horizontalkraftabhängige Versuchssteuerung waren zur Wahrung des vordefinierten Momentengleichgewichts ($M=0$ in Wandmitte) Vertikalkräfte von circa -900 kN (Zylinder rechts) und -20 kN (vordefinierte Minimallast, Zylinder links) nötig. Durch die fortschreitende Schädigung der Wand sinkt die Horizontalkraft in den beiden folgenden Zyklen ab (jeder Verformungszyklus wird in einer Verformungsstufe jeweils drei Mal wiederholt), wodurch natürlich auch die Vertikallast sinkt.

Da durch diese Art der Versuchssteuerung sehr hohe Vertikallasten generiert werden können, wurden die Vertikalzylinder in jedem Versuch so positioniert, dass planmäßig keine Biegung um die schwache Achse der Versuchswand auftrat (Ausmitte der Normalkraft $e_1 = 0$).

4.1.3.2 Horizontalkraft

Die Horizontalkraft wurde weggeregelt über einen Hydraulikzylinder auf einen Stahlbetonbalken (im Folgenden auch Last- oder Kopfbalken genannt) aufgebracht. Die Verbindung zwischen Zylinder und Lastbalken wurde mit Hilfe von massiven Stahlplatten realisiert, die mit vorgespannten Gewindestangen fixiert wurden, vergleiche Abbildung 4-6.



Abb. 4-6 Einleitung der zyklischen Horizontalverformungen

Abbildung 4-7 zeigt die Horizontalverformungszyklen, jeder Zyklus wurde jeweils drei Mal wiederholt:

Verlauf der Horizontalverschiebungen

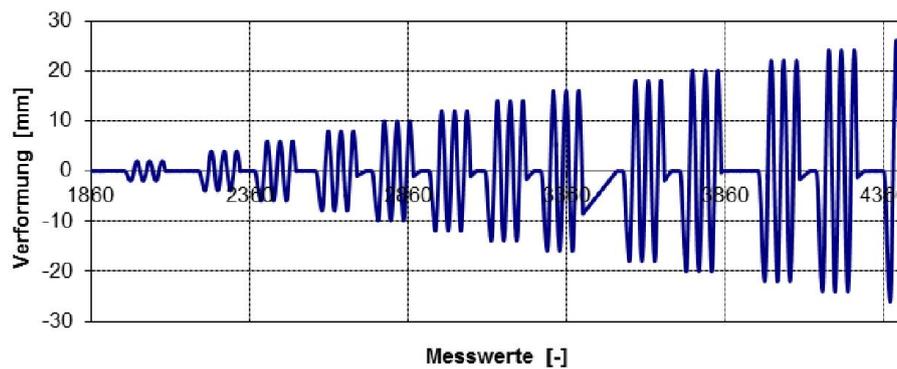


Abb. 4-7 Verlauf der Horizontalverschiebung über die Versuchsdauer

4.1.4 Wandversuch 1

Zu Beginn der Untersuchungsreihe wurde als Referenz für das weitere Vorgehen eine unbewehrte Wand getestet. Verwendet wurde wie bereits erwähnt der sogenannte Thermoschall-Schalungsstein (TS 30/11,5). Basierend auf diesen Versuchsergebnissen sollte das weitere Vorgehen entschieden werden. Abbildung 4-8 zeigt das zyklische Kraft-Verschiebungsdiagramm dieses Versuchs.

Der Wand wurde zyklisch eine betragsmäßige Kopfverformung aufgezwungen. Jeder Zyklus wurde drei Mal wiederholt, beginnend bei 8 mm und endend bei 14 mm. Die erreichte maximale Horizontallast trat im ersten Verformungszyklus von 8 mm auf und betrug 279 kN. Bei der Erstwiederholung dieser Verformung wurde eine Last von 253 kN (Tragfähigkeitsreduzierung von 9,3 %) erreicht, bei der Zweitwiederholung war noch eine Tragfähigkeit von 242 kN vorhanden (Tragfähigkeitsreduzierung im Vergleich zur Erstwiederholung von 4,3 %).

Bei der zweiten Verformungsstufe von 10 mm wurde noch eine Horizontallast von 256 kN erreicht. Bei der Erstwiederholung sank die Traglast auf 222 kN (Reduzierung um 13,3 %), respektive 202 kN (erneute Reduzierung um 9 %) bei der Zweitwiederholung.

Diese Tendenz wurde auch bei den folgenden Verformungsstufen beobachtet. Je Zyklus sank die erreichbare Horizontallast immer weiter ab, begleitet von der Bildung neuer Risse und Vergrößerung der Rissbreite und -länge bestehender Risse.

Der Versuch wurde nach Abschluss der Verformungsstufe von 14 mm abgebrochen, weil ein Kollaps der Wand und die Beschädigung der Messeinrichtungen befürchtet werden musste. Die Tragfähigkeit der Wand war zu diesem Zeitpunkt auf circa 40 % des Maximalwertes abgesunken.

Hysteresekurve Wand 1

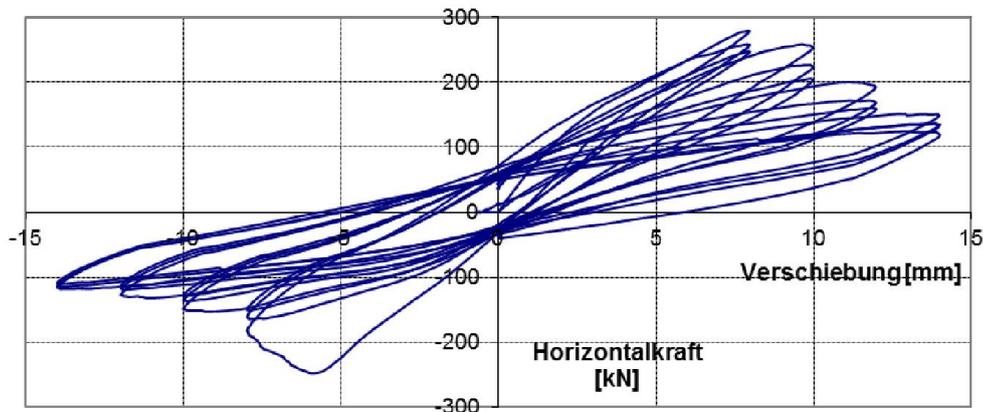


Abb. 4-8 Hysteresekurve von Wandversuch 1

Abbildung 4-9 zeigt Wand 1 nach Versuchsende. Man erkennt deutlich die für ein Schubversagen typischen, sich kreuzenden Risse, welche einen schnellen Festigkeitsabfall nach Erreichen der Höchstlast bedingten. Das Versagen kann eindeutig als „Schubbruch“ charakterisiert werden.

Die Leichtbetonaußenschale hatte sich auch nach einer Vielzahl von Verformungszyklen nicht vom Füllbeton gelöst. Der Verbund war also offenkundig noch intakt.

Abschließend wurde die Versuchswand beim Abbau intensiv untersucht. Es gab keine Hinweise auf Fehlstellen im Füllbeton, die aufgrund der geringen Querschnittsbreiten und der Verdichtung durch Stochern im Vorfeld befürchtet worden waren.

Mit der 80 %-Regel nach [Tomažević 1999] wird für diesen Wandversuch eine Duktilität von 2,06 ermittelt.



Abb. 4-9 Rissbild von Wand 1 nach Versuchsende

4.1.5 Wandversuch 2

Um den Einfluss der Polystyrol-Stegummantelung zu untersuchen, wurde diese für Wandversuch 2 im Bereich der Leichtbetonquerstege entfernt. Die Höhe der Querschnittsvergrößerung stieg durch diese Maßnahme von 5,5 auf 8,5 cm. Durch diese Querschnittsvergrößerung würde sich gemäß abZ eine Höchstlast von 95 kN einstellen, bei Ver-

wendung eines Betons C20/25. Abbildung 4-10 zeigt zum besseren Verständnis den in diesem Versuch verwendeten Schalungsstein:



Abb. 4-10 Entfernung der Polystyrol-Stegummantelung

Im Vergleich zu Wand 1 ist der Leichtbetonquersteg also nicht mit Polystyrol umhüllt. Zum einen steigt dadurch die Querschnittsfläche der einzelnen Füllbetonstützen und Füllbetonquerriegel. Zum anderen ließ auch der Verbund zwischen Füllbeton und Leichtbeton eine Tragfähigkeitssteigerung durch vermehrte statische Mitwirkung des Schalungssteins erwarten. Außerdem verbessern sich Betonierbarkeit und Einbau der Bewehrung durch diese Vergrößerung der Querriegel. Als einzige negative Auswirkung dieser Modifizierung sind ein erhöhter Füllbetonbedarf und eine etwas schlechtere Wärmedämmwirkung in Kauf zu nehmen.

Abbildung 4-11 enthält die Hysteresekurve für diesen Versuch. Es zeigt sich erwartungsgemäß ein ähnliches Verformungsverhalten wie beim ersten Wandversuch. Durch die Vergrößerung des Querkanals ist die erreichte Maximallast aber deutlich angestiegen. Da die eingesetzte Kraftmessdose fälschlicherweise nur einen Messbereich bis 500 kN hatte, kommt es bei Verschiebungen zwischen 6 und 10 mm zu einer horizontalen Gerade (rechter oberer Quadrant) bei einer Kraft von 500 kN. Durch graphische Interpolation der Versuchswerte in diesem Bereich kann die tatsächlich erreichte Last aber grob mit 540 kN abgeschätzt werden. Die zugehörige

Vertikalkraft betrug bei dieser Horizontalkraft 887 kN (im Vergleich zu einer Vertikalkraft von 490 kN bei Wandversuch 1).

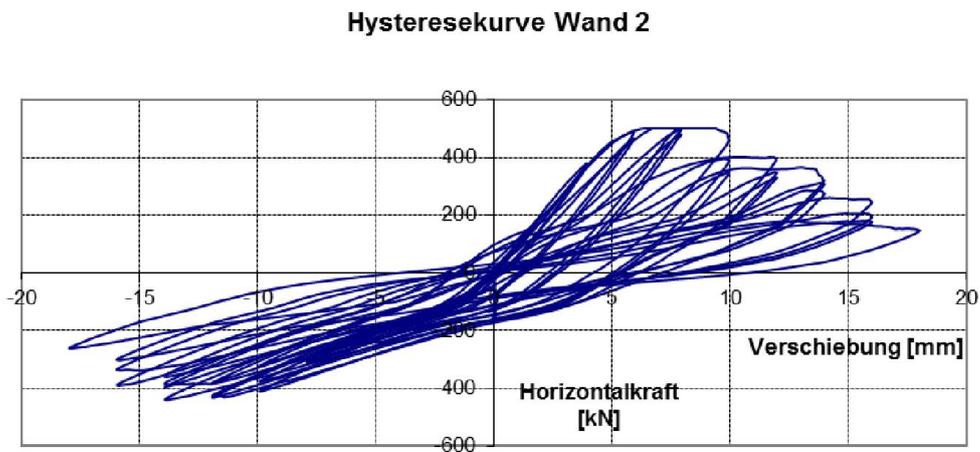


Abb. 4-11 Hysteresekurve von Wandversuch 2

Auffallend ist die Asymmetrie des zyklischen Verhaltens. Begründet ist dies durch die geringere Steifigkeit der Horizontallasteinleitung, wenn der Hydraulikzylinder einfährt und damit die Kraft nur durch eine Zugkraft auf die vier Gewindestangen eingeleitet wird. Für die weiteren Versuche wurde der Versuchsaufbau daher verstärkt, indem zwei zusätzliche Gewindestangen (Stahlgüte 10.9) eingebaut wurden. Beim Ausfahren des Hydraulikzylinders wird die Horizontallast analog durch Druckkräfte auf den Lasteinleitungsbalken übertragen.

Analog zu Wandversuch 1 ermittelt sich eine Duktilität von 2,4.

Abbildung 4-12 zeigt das Rissbild kurz vor Abbruch des Versuches. Es bildete sich ein Trennriss unter einem Winkel von 60° . In der rechten oberen und der linken unteren Ecke erkennt man, dass die Leichtbetonaußenschale und Teile des Füllbetons durch Überschreiten der Druckfestigkeit abplatzen.



Abb. 4-12 Trennriss bei Wand 2

Abbildung 4-13 zeigt in einer Nahaufnahme den Kreuzungsbereich der Schubrisse in Wandmitte am Versuchsende. Man sieht hier deutlich, dass der Hauptriss durch den ganzen Querschnitt verläuft. Das extreme Öffnen eines solchen Risses hätte durch Vertikal- und/ oder Horizontalbewehrung wirksam vermieden werden können. Die Reibung der Rissufer führte im Verlauf des Versuches durch die hohe Zahl an Verformungszyklen zur sukzessiven Zerstörung der Leichtbetonaußenschale und letztendlich zum Herabfallen einzelner Leichtbetonbruchstücke. Man erkennt aber deutlich, dass das Versagen überwiegend innerhalb der Leichtbetonschicht stattfand, nicht im Verbundbereich zwischen Füll- und Leichtbeton.

Der Hohlraum im Füllbeton in Bildmitte kam durch den gleichen Mechanismus zustande. Die Zementsteinmatrix wurde durch wechselndes Öffnen und Schließen der Risse und Aneinanderreiben der Rissufer sukzessive zerstört.



Abb. 4-13 Kreuzungsbereich der Risse

4.1.6 Wandversuch 3

Nachdem sich in Wandversuch 2 die Vergrößerung des Füllbetonquerschnittes als sehr wirksam für die Tragfähigkeitssteigerung herausgestellt hat, wurde entschieden, in Wandversuch 3 die Bedeutung des Verbundes zwischen Füllbeton und Schalungsstein zu untersuchen. Dafür wurde das Polystyrol jeweils zur Hälfte an den Außenseiten des Füllbetons angeordnet, wodurch eine Entkopplung des Füllbetonkerns von der Leichtbetonaußenschale erreicht wurde. Die Querschnitte waren ansonsten identisch zu Wandversuch 1. Laut abZ wird analog zu Wand 1 eine Versagenslast von circa 60 kN erwartet.

Abbildung 4-14 zeigt zur besseren Verständlichkeit die Seitenansicht eines Steins von Versuchswand 3.

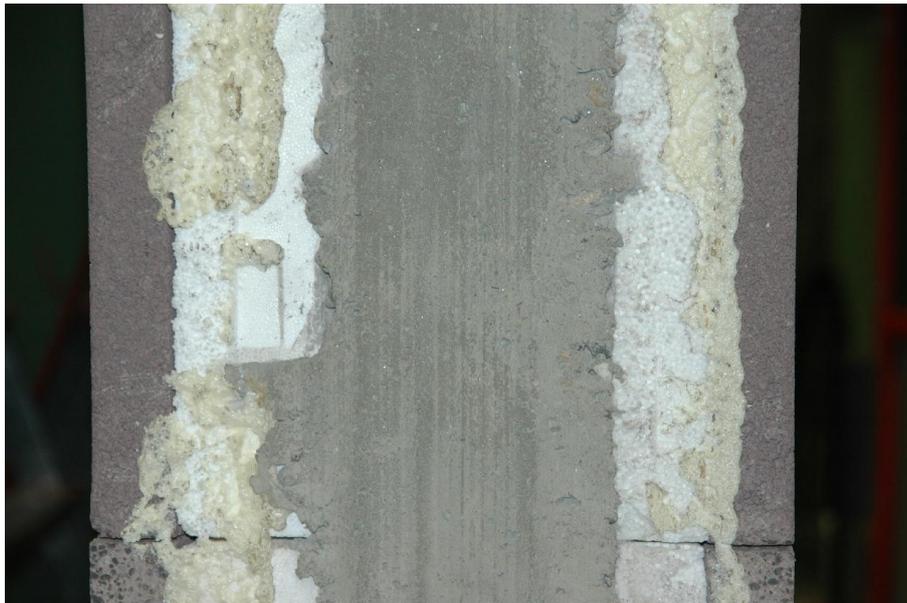


Abb. 4-14 Entkopplung von Schalungsstein und Füllbeton mittels Polystyrol

Abbildung 4-15 zeigt die Hysteresekurve von Wandversuch 3. Auffällig gegenüber Versuch 1 und 2 ist das sehr stabile Hystereseverhalten dieses Versuches. Aufgrund des fehlenden Verbundes trägt zunächst der „innere Füllbetonrahmen“ wegen seiner höheren Steifigkeit einen Großteil der Lasten. Mit fortschreitender Schädigung wird die Last dann vermehrt auf die Leichtbeton-Außenschale umgelagert, die ebenfalls sukzessive zerstört wird. Insgesamt sinkt die Horizontallast nach Erreichen des Maximalwertes von 111 kN nur sehr langsam ab und die maximale Horizontalverschiebung ist mit 28 mm deutlich größer als in Versuch 1 und 2.

Hysteresekurve Wand 3

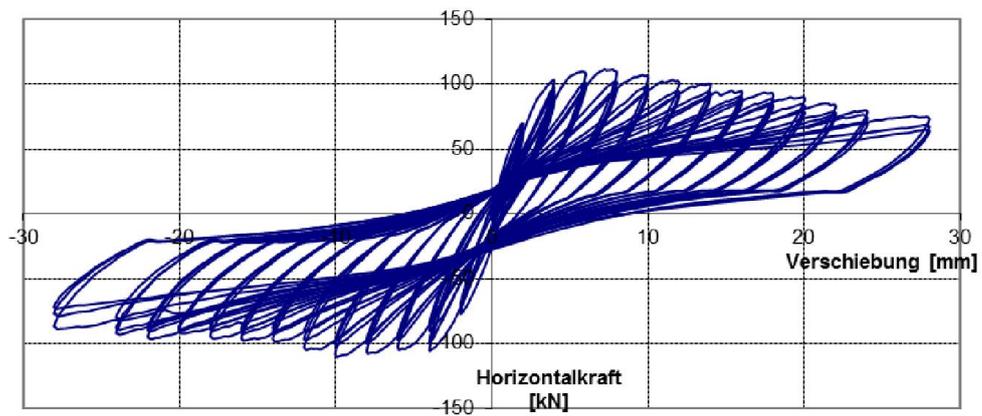


Abb. 4-15 Hysteresekurve von Wandversuch 3

Das Riss- und Versagensbild unterscheidet sich ebenfalls deutlich von den zwei vorigen Wandversuchen, siehe Abbildung 4-16. Es entsteht kein schräger Trennriss, sondern einzelne Risse im Bereich der Außenschale.



Abb. 4-16 Wandversuch 3 nach Versuchsende



Abb. 4-17 Nahaufnahme des linken Wandbereichs von Wand 3

Für die Untersuchung des Kernbetons wurden Leichtbetonaußenschale und Wärmedämmung nachträglich entfernt. Man erkennt deutlich, dass sich das Versagen nicht auf die Schalungssteine beschränkt hat, sondern auch der größte Teil der Füllbetonquerriegel bereits gerissen sind, wodurch die Steifigkeit des inneren Füllbetonrahmens stark reduziert und dementsprechend ein immer größerer Teil der Vertikal- und Horizontallasten auf die Außenschale umgelagert wurden.

Die Duktilität für diese Versuchswand beträgt 13,86.

Wandversuch 3 offenbart allerdings auch ein Dilemma der horizontalkraftabhängigen Versuchssteuerung. Ausgehend von einer Grundbelastung von je 180 kN durch die zwei Vertikalzylinder wird die Vertikalkraft beider Zylinder so gesteuert, dass das Biegemoment in Wandmitte stets Null ist. Dadurch werden teilweise hohe Vertikallasten nötig. Bei Wand 1 waren es bei Erreichen der maximalen Horizontallast 490 kN, bei Wand 2 schon 920 kN und bei Wand 3 nur circa 400 kN. Die erreichten Maximallasten in Horizontalrichtung können also nicht isoliert von den dabei aufgetretenen Vertikallasten betrachtet werden.

Davon abgesehen zeigen Wandversuche mit geringer Vertikallast wie hier eindeutig festgestellt werden kann ein duktileres Nachbruchverhalten, was im Einklang mit den Versuchsergebnissen zahlreicher anderer Autoren steht (siehe Kapitel „Stand der Wissens“).

4.1.7 Wandversuch 4

Wandversuch 4 hatte zum Ziel, die Tragfähigkeit der Schalungssteinwände auf eine möglichst einfache und effektive Art zu erhöhen, die auf der Baustelle außerdem leicht umgesetzt werden kann.

Am Ausgangsmaterial der Schalungssteine wurde daher nichts verändert. Eine Beimischung von Kunststofffasern wurde zunächst erwogen, hatte sich in Vorversuchen des Herstellers aber sogar als tragfähigkeitsmindernd herausgestellt und wurde daher verworfen. Als Ursache vermutet der Autor, dass der niedrige Zementleimgehalt nicht ausreichte, um die Fasern ausreichend zu umhüllen und den Verbund zwischen Zementleim und Zuschlagstoffen zusätzlich verschlechterte.

Eine Beimischung von Kunststofffasern in den Füllbeton hätte nur eine geringfügige Verbesserung des Nachbruchverhaltens aber nicht der Tragfähigkeit zur Folge und wurde daher ebenfalls als nicht zielführend erachtet.

Eine Erhöhung der Füllbetongüte dürfte erfahrungsgemäß die Tragfähigkeit steigern, siehe Kapitel „Stand des Wissens“. Um die Ergebnisse der Wandversuche untereinander besser vergleichen zu können, wurde die Füllbetongüte aber nicht erhöht. Davon abgesehen wird der Einfluss der Füllbetongüte in der abschließenden numerischen Parameterstudie weitergehend untersucht.

Um das Nachbruchverhalten zu verbessern und den Einfluss einer Vertikalbewehrung zu untersuchen, wurde der Versuchsaufbau von Wand 1 daher um vertikale Bewehrungsstäbe ergänzt ($\varnothing_{s1} = 10 \text{ mm}$, $d_{s1} = 25 \text{ cm}$). Jede einzelne Füllbetonstütze wurde bewehrt, um sicherzustellen, dass ein Riss möglichst viele Bewehrungsstäbe kreuzt und ein Maximum an „Dübelwirkung“ generiert wird, siehe [Tomažević 1999].

Abbildung 4-18 illustriert die genaue Lage der Bewehrung innerhalb der Wand. Da die Art der Vertikalkrafteinleitung und die erwarteten Vertikal- und Horizontallasten ein Kippversagen der Wand nicht erwarten ließen, wurde auf die Verankerung der Längsbewehrung in Fundament- und Lastbalken bewusst verzichtet. Außerdem wurde dadurch erreicht, dass im Vergleich zu Wandversuch 1 eine Tragfähigkeitserhöhung ausschließlich durch Dübelwirkung der Längsbewehrung auftreten kann.

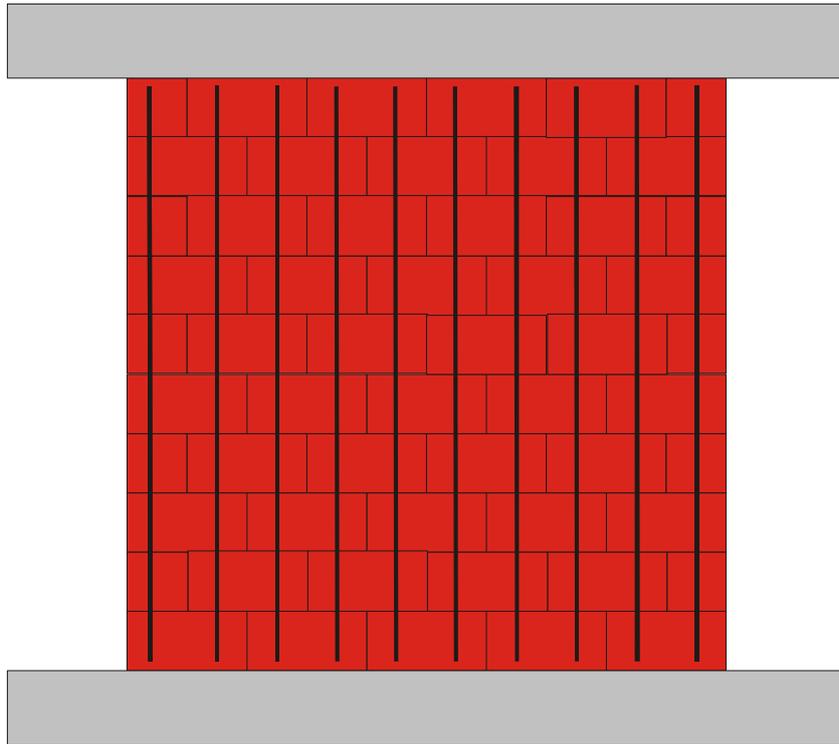


Abb. 4-18 Anordnung der Vertikalbewehrung bei Wand 4

Die folgende Abbildung 4-19 zeigt die Hysteresekurve dieses Versuchs. Man erkennt deutlich, dass das Verformungsverhalten deutlich symmetrischer ist im Vergleich zu Wandversuch 2. Dies wurde durch die Verbesserung des Versuchsstandes mit Hilfe des Einbaus zusätzlicher Gewindestangen erreicht.

Wandversuch 4 erreichte eine Höchstlast von 393 kN und konnte bis zu 22 mm ausgelenkt werden, wobei noch eine Resttragfähigkeit von 100 kN vorhanden war. Die Steigerung der Horizontaltragfähigkeit gegenüber Wand 1, die von der Vertikalbewehrung (und einer mit 9,2 % nur geringfügig höheren Betonfestigkeit) abgesehen, identisch war, betrug 114 kN oder 41 %.

Aber auch hier muss beachtet werden, dass durch die horizontalkraftabhängige Vertikallaststeuerung Wand 4 vertikal mit 742 kN, Wand 1 aber nur mit 490 kN belastet wurde. Der Zugewinn an Tragfähigkeit ist also nicht allein der Vertikalbewehrung geschuldet, siehe Kapitel „Stand des Wissens“.

Die Duktilität dieser Versuchswand beträgt 2,65.

Hysteresekurve Wand 4

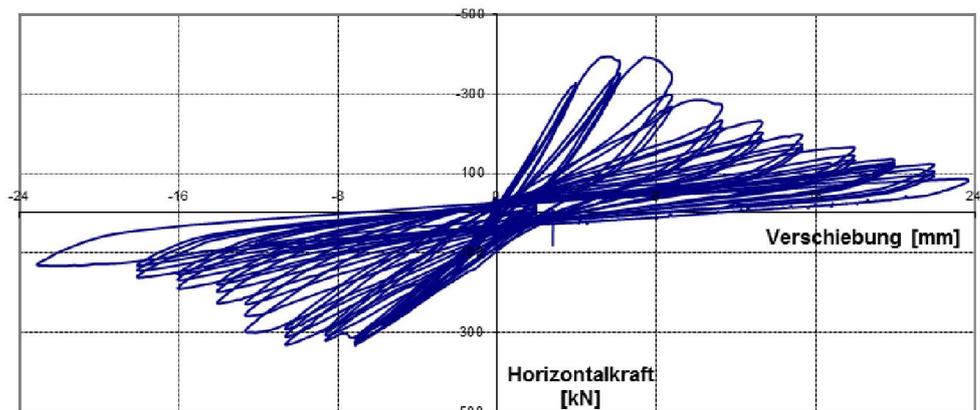


Abb. 4-19 Hysteresekurve von Wand 4

Abbildung 4-20 zeigt Wand 4 nach Versuchsende. In Wandmitte erkennt man feine sich kreuzende Schubrisse, die sich aber nicht zu einem Trennriss wie bei Wandversuch 2 vergrößerten. In den Randbereichen bildeten sich keilförmige Trennrisse. Analog zu Wand 1 knickten also auch bei diesem Versuch die seitlichen Kernbetonstützen aus. Daher wurde der folgende Wandversuchskörper zusätzlich horizontal bewehrt, um dieses seitliche Ausknicken zu verhindern und damit eine weitere Verbesserung der Tragfähigkeit und Duktilität zu erreichen.

Die in Wandmitte erkennbaren Abplatzungen der Leichtbetonschale sind wiederum erst gegen Versuchsende aufgrund der sukzessiven Zerstörung des Verbundes entstanden und hatten ihren Ursprung überwiegend im Leichtbeton.

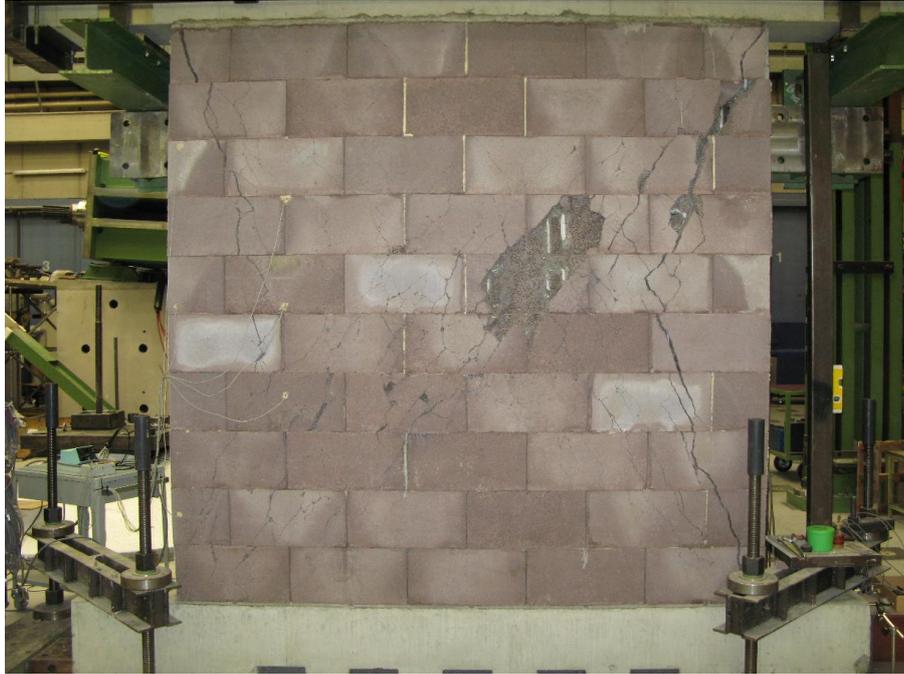


Abb. 4-20 Wand 4 nach Versuchsende

4.1.8 Wandversuch 5

Wandversuch 5 hatte zum Ziel, das Ausknicken der seitlichen Füllbetonstützen zu verhindern und damit Nachbruchverhalten und Tragfähigkeit weiter zu steigern. Dafür wurde dieser Versuchskörper zusätzlich in jeder Steinlage horizontal bewehrt ($\varnothing_{sw} = 8 \text{ mm}$, $s_w = 25 \text{ cm}$). Die Endverankerung erfolgte durch 180°Endhaken, welche die Vertikalbewehrungsstäbe umschlossen. Abbildung 4-21 veranschaulicht die Anordnung der Bewehrung.

Die horizontalen Bewehrungsstäbe wurden schon beim Aufmauern der Wand verlegt. Die vertikalen Bewehrungsstäbe wurden analog zum Vorgehen bei Wandversuch 4 nach dem Ausbetonieren in den Frischbeton gesteckt. Beide Vorgehensweisen dürften in der Praxis problemlos und mit wenig zusätzlichem Aufwand anwendbar sein.

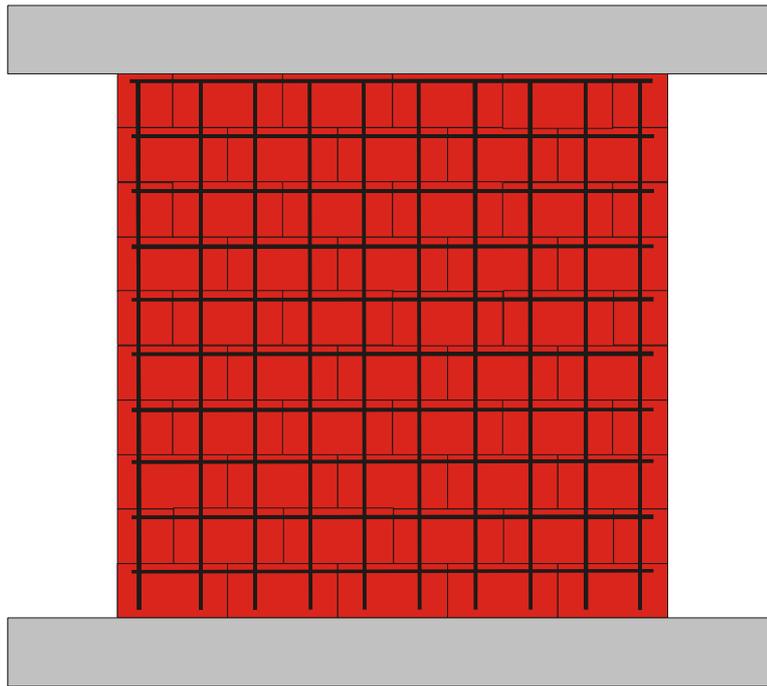


Abb. 4-21 Bewehrungsanordnung bei Wandversuch 5

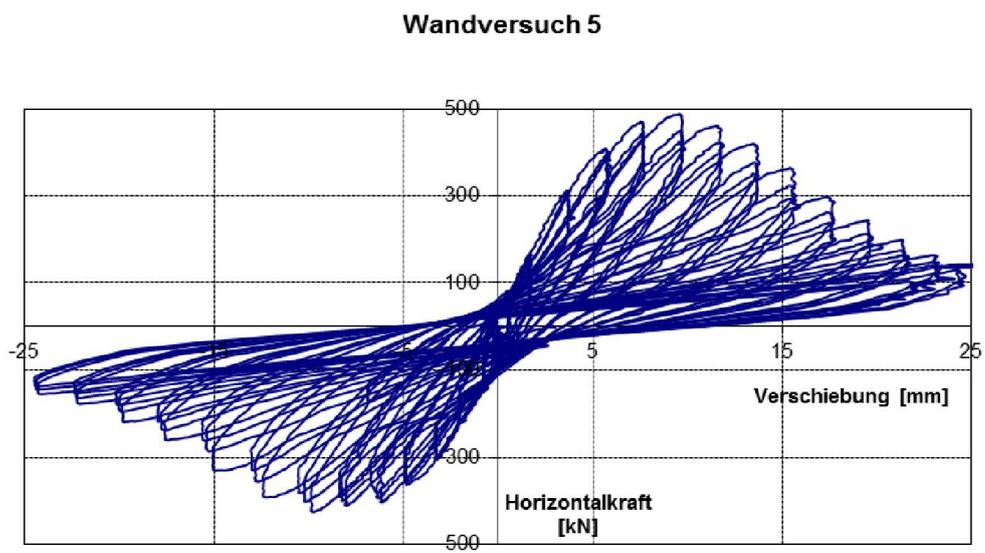


Abb. 4-22 Hysteresekurve von Wandversuch 5

Abbildung 4-22 zeigt die Hysteresekurve dieses Versuchs. Es wurde eine Höchstlast von 487 kN und eine maximale horizontale Verformung von 26 mm erreicht. Die Verformbarkeit wurde also im Vergleich zu Wand 1 durch die Bewehrung mehr als verdoppelt. Die Tragfähigkeit wurde dabei um 75 % gesteigert, bei einer Erhöhung der Vertikallast von 490 kN auf 920 kN. Die Duktilität verbesserte sich auf 3,0.

Abbildung 4-23 zeigt Wand 5 nach Beendigung des Versuches. In Wandmitte, dem Kreuzungsbereich der Schubrisse, fiel die Leichtbetonschale im letzten Zyklus ab, da teilweise der Verbund zum Füllbeton durch die intensive Rissbildung und große Zahl der Zyklen zerstört wurde. Größtenteils trat das Versagen aber im Leichtbeton selbst auf.

Es ist auch deutlich zu erkennen, dass die seitlichen Kernbetonstützen in diesem Versuch tatsächlich nicht ausknickten. Die von der Horizontalbewehrung umschlossenen Vertikalstäbe verhinderten dies wie geplant.

Das Rissbild ist noch gleichmäßiger als im vorherigen Versuch. Die Rissbreiten sind ebenso geringer und es bildet sich trotz nochmaliger Steigerung der Horizontaltragfähigkeit kein schräger Trennriss wie in Wandversuch 2 aus.



Abb. 4-23 Schädigung der Leichtbetonaußenschale

4.1.9 Zusammenfassung der Wandversuche 1 bis 5

Die großformatigen Wandversuche 1-5 an Schalungssteinen aus haufwerksporigem Leichtbeton mit integrierter Wärmedämmung bestätigten die Vermutung, dass ihre Tragfähigkeit durch das momentan in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen europaweit vorgeschriebene Bemessungskonzept stark unterschätzt wird. Selbst unbewehrte Versuchskörper zeigen bereits ein für die Anwendung in deutschen Erdbebengebieten mehr als zufrieden stellendes zyklisches Trag- und Verformungsverhalten. So wies bereits die unbewehrte Wand 1 eine Verschiebeduktilität von etwa 2,0 auf. Durch die Anordnung von Vertikal- und vor allem Horizontalbewehrung in Wandversuch 5 konnte dieser Wert auf 3,0 gesteigert werden.

Durch die Reduzierung der Dicke der integrierten Wärmedämmung, bzw. der Vergrößerung der Füllbetonquerschnitte (bei gleichbleibender Wanddicke) konnte die Tragfähigkeit ebenfalls deutlich gesteigert werden.

Außerdem konnte durch Wandversuch 3 die Wirksamkeit des Verbundes zwischen Schalungsstein und Füllbeton gezeigt werden. Eine statische Berücksichtigung der Leichtbeton-Schalungssteine erscheint also durchaus gerechtfertigt.

Neben dem Nachweis der Bedeutsamkeit der Forschung an Schalungssteinen steht durch die Versuchsdaten nun eine ausreichende Datenbasis für die Entwicklung und Verifizierung eines numerischen Modells der Schalungssteine zur Verfügung. Parameter, die aus Zeit- und Kostengründen nicht alle im Experiment untersucht werden können, können so effizient und zuverlässig untersucht werden. Diese Parameter sind:

- unterschiedliche Geometrien der Schalungssteine (Dicke der Wärmedämmung respektive der Füllbetonquerschnitte)
- Festigkeit des Füllbetons
- Größe der Vertikallast
- Wandlänge und -höhe
- unterschiedliche statische Systeme (eingespannte oder frei stehende Wand)

Im folgenden Kapitel werden noch sieben Wandversuche an kleinformatischen Wänden (1,25 x 1,25 m²) vorgestellt. Mit diesen Experimenten soll gezeigt werden, ob Versuche in Zukunft nicht auch an solch kleinen Versuchskörpern durchgeführt werden können. Zeit- und Kostenaufwand wären etwa um den Faktor 3 kleiner als bei den großformatigen Versuchswänden, was die Realisierbarkeit der weiteren Erforschung von Schalungssteinen deutlich verbessern würde.

4.2 Kleinformatische Wandversuche

Im Anschluss an die Versuchsreihe mit realmaßstäblichen Wänden wurden Versuche an kleinformatischen Wänden durchgeführt, die Abmessungen von 1,25x1,25 m² aufwiesen. Auch hier wurde der Thermoschall-Schalungsstein TS 30/11,5 als Referenz verwendet.

Bei diesen Versuchen war von besonderem Interesse, ob sich die Ergebnisse von den großformatigen Wänden übertragen lassen. Dies hätte große finanzielle und organisatorische Vorteile. Außerdem sollten die ersten beiden Referenzversuche (Wand 6 und 7) mit einer konstanten vertikalen Auflast durchgeführt werden, um einerseits den Einfluss der Vertikallastaufbringung, andererseits die Auswirkung einer erhöhten Auflast auf das Lastverformungsverhalten zu untersuchen. Bei Wandversuch 6 wurde korrespondierend zur maximalem Auflast von 490 kN bei Wandversuch 1 eine Vertikallast von 250 kN aufgebracht. Bei Wandversuch 7 wurde eine im Erdbebenlastfall maximal zu erwartende Vertikallast von 400 kN aufgebracht. Beide Wände wurden am selben Tag mit der gleichen Betonmischung hergestellt und unter identischen Bedingungen gelagert und geprüft.

4.2.1 Herstellung der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden analog zu den Wänden 1 - 5 aufgebaut. Die erste Steinreihe wurde zunächst in eine Kimmschicht aus Zementmörtel verlegt, nach dem Aushärten wurden die restlichen Steinreihen trocken und im Halbverband aufgemauert. Als seitliche Abschaltung dienten Schaltafeln, die mit Spanngurten fixiert wurden. Die einzige Änderung betrifft die Fundament- und Lasteinleitungsbalken. Hier kamen Stahlträger (HEM 300) zum Einsatz, siehe Abbildung 4-24.



Abb. 4-24 Herstellung der kleinformatischen Wandversuche

4.2.2 Materialparameter der Versuchskörper

4.2.2.1 Füllbeton

Analog zu den Wandversuchen 1-5 wurden parallel zum Betonieren der Versuchswände Probekörper hergestellt, normgemäß gelagert und jeweils am Versuchstag geprüft. Die Probezylinder waren 30 cm hoch und hatten einen Durchmesser von 15 cm. Die Probewürfel wiesen eine Kantenlänge von 15 cm auf. Allerdings wurden für die Referenzversuche 6 und 7 etwas mehr Versuchsdaten ermittelt, um umfangreichere Daten für die Nachrechnung mit dem numerischen Modell zu erhalten.

Tabelle 4-3 fasst die Ergebnisse der Materialtests am Füllbeton zusammen:

Tab. 4-3 Materialparameter der kleinformatischen Wandversuche 6-7

Materialparameter (Mittelwerte)	Wand 6	Wand 7
Prüfalter [d]	27	32
E-Modul [N/mm ²]	26500	27033
Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]	33,5	36,6
Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]	35,0	41,1
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	3,9	5,1
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	2,7	3,0

4.2.2.2 Leichtbeton

Um die durch die Hochschule Biberach ([Wohlfahrt 2006], [Wohlfahrt 2008a], [Wohlfahrt 2008b] und [Wohlfahrt 2010]) ermittelten Materialparameter für den auch in dieser Untersuchung verwendeten Leichtbeton zu verifizieren, wurden 3-Punkt-Biegezugversuche an vier unbeschädigten, zufällig ausgewählten Leichtbetonaußenschalen durchgeführt, siehe Abbildung 4-25:



Abb. 4-25 3-Punkt-Biegezugversuche

Die Versuchsgeschwindigkeit wurde so gewählt, dass das Versagen etwa nach 60 Sekunden eintritt.

Der Mittelwert der Biegezugfestigkeit aus vier Versuchen betrug $2,42 \text{ N/mm}^2$ und bestätigte somit die Ergebnisse der Hochschule Biberach.

4.2.3 Versuchsaufbau für Wandversuch 6, 7 und 8

Für die Durchführung der kleinformatischen Wandversuche 6, 7 und 8 wurde ebenfalls ein von [Münich 2011] entwickelter Versuchsaufbau verwendet und an die eigenen Bedürfnisse angepasst bzw. optimiert. So wurde eine zusätzliche Stahlplatte ($h=60 \text{ mm}$) zwischen Vertikalzylinder und Lasteinleitungsbalken eingebaut um die Vertikalkraft gleichmäßiger über die Wandlänge einzuleiten. Außerdem wurden die Flansche des Fundament- und Lasteinleitungsbalkens ausgesteift, um ein Versagen der Versuchseinrichtung aufgrund der hohen Vertikalkräfte auszuschließen, die im Steifigkeitszentrum der Schalungssteinwand (und damit in ihrer Wirkungslinie außerhalb der Stege der Stahlträger) eingeleitet werden.

Abbildung 4-26 zeigt im Detail den Vertikalzylinder mit Kraftmessdose und Lastplatte, die Gleitschicht aus Teflon und die Lasteinleitungsplatte. Im Vordergrund erkennt man außerdem das Stahlschwert, über das die Horizontalverschiebungen mittig in den Lasteinleitungsbalken eingeleitet werden. Im linken Bildbereich ist die Holzaussteifung des Lasteinleitungsbalkens sichtbar.



Abb. 4-26 Lasteinleitungsdetail der kleinformatischen Wandversuche

Abbildung 4-27 zeigt den Versuchsaufbau als Ganzes:



Abb. 4-27 Versuchsstand der kleinformigen Wandversuche

Die in Abbildung 4-27 sichtbaren seitlichen Gewindestangen waren zum Transport der Wand notwendig und im Versuch entlastet, um eine Beeinflussung des Versuchsergebnisses auszuschließen.

4.2.4 Wandversuch 6

Der kleinformige Wandversuch 6 ($1,25 \times 1,25 \text{ m}^2$) wurde konstant mit einer Vertikalkraft von 250 kN belastet und horizontal zyklisch verformt. Die Vertikalkraft wurde im Steifigkeitsmittelpunkt der Wand eingeleitet. Jeder Horizontalverformungszyklus wurde analog zu den großformatigen Wandversuchen drei Mal wiederholt. Abbildung 4-28 zeigt die Hysteresekurve des Versuches.

Wandversuch 6

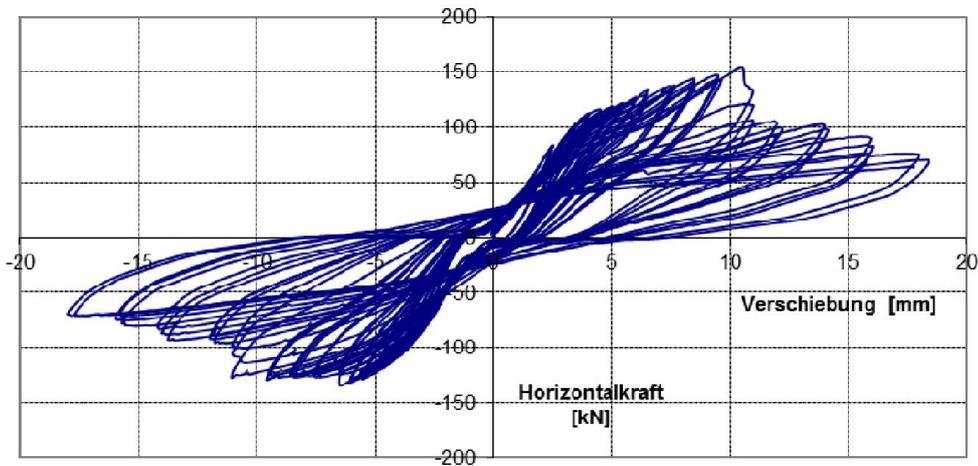


Abb. 4-28 Hysteresekurve von Wandversuch 6

Die maximal erreichte Horizontalkraft betrug 154 kN, im Vergleich zu 279 kN bei der großformatigen Wand 1, welche (bei einer geringfügig höheren Füllbetonfestigkeit) die doppelte Größe und Vertikalbelastung aufwies. Insgesamt lässt sich schlussfolgern, dass die Art der Versuchsdurchführung das Versuchsergebnis und damit die ermittelte Horizontalkrafttragfähigkeit nicht signifikant beeinflusst, obwohl bei dieser Art der Versuchsdurchführung ein Kippen des Versuchskörpers nicht durch die Art der Vertikallaststeuerung verhindert wird.

Auch das generelle Verformungsverhalten beider Wandversuche unterschied sich trotz der veränderten Art der Versuchsdurchführung nicht. Erreichte der großformatige Wandversuch 1 eine Duktilität von 2,06, belief sich dieser Wert bei dem kleinformatigen Wandversuch 6 auf 2,16.

Im Bereich positiver Horizontalkräfte bei einer Verschiebung zwischen 4 und 11 mm zeigt die Hysteresekurve im Vergleich zu allen anderen Wandversuchen einen atypischen Verlauf. Vermutlich wurde hier sukzessive der Verbund in den Fugen zwischen Stahlbalken und Wandversuchskörper geschädigt, bis zum Erreichen der Höchstlast von 154 kN, bei der Schubversagen einsetzte.

Abbildung 4-29 oben zeigt das Rissbild bei Erreichen der Maximallast. Man erkennt deutlich die fein verteilten Schubrisse, die etwa unter einem Winkel von 45° auftreten. Druckversagen in den Wandecken konnte nicht beobachtet werden, was auch die maximal am Wandfuß gemessene Stauchung des Betons von 1,36 ‰ unterstreicht. Abbildung 4-29 unten zeigt schließlich das Rissbild bei Abbruch des Versuches, als der Verbund zwischen Leichtbetonaußenschale und Füllbeton nahezu zerstört war.

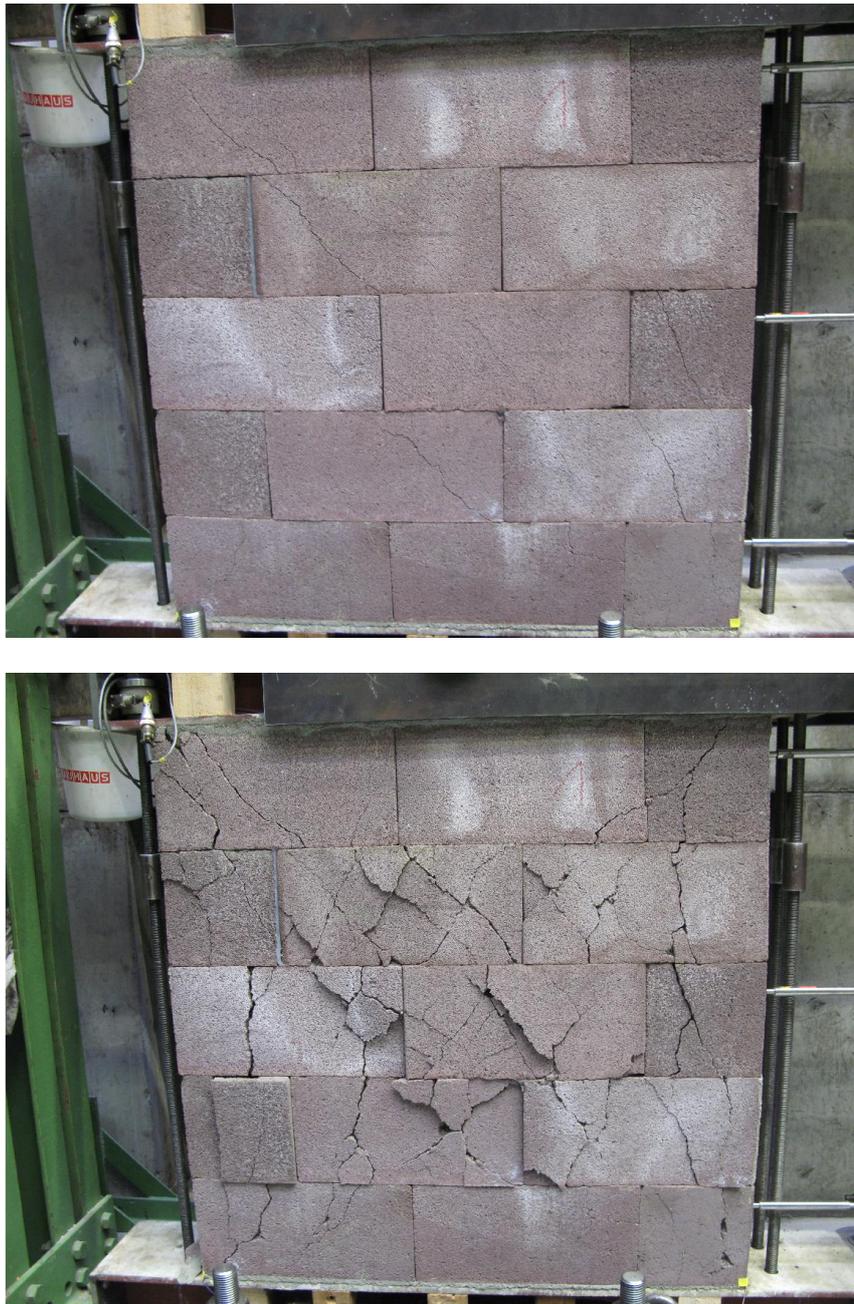


Abb. 4-29 Rissbild bei Erreichen der Maximallast (oben) und am Versuchsende (unten)

4.2.5 Wandversuch 7

Um den Einfluss der Vertikallast auf die Horizontaltragfähigkeit und das Verformungsverhalten weitergehend zu untersuchen, wurde Wandversuch 7 vertikal mit einer Kraft von 400 kN belastet. Diese Belastung entspricht dabei etwa 60 % des Bemessungswertes der Vertikalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit und entspricht damit einer typischen Vertikalbelastung beim Erdbebennachweis. Abbildung 4-30 zeigt das Hystereseverhalten dieses Versuches.

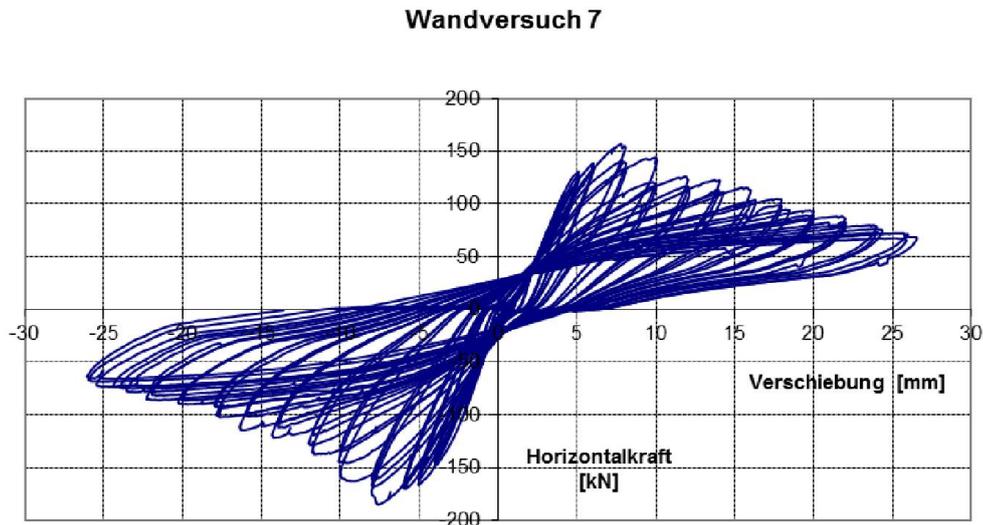


Abb. 4-30 Hystereseverhalten von Wandversuch 7

Die maximal erreichte Horizontalkraft betrug 185 kN, wobei die mittlere Zylinderdruckfestigkeit bedingt durch die sieben Tage längere Aushärtezeit etwa 10 % größer war als bei Wandversuch 6. In Kombination mit der Erhöhung der vertikalen Auflast um 150 kN bei ansonsten gleichen Randbedingungen hat dies zu einer Tragfähigkeitssteigerung von 31 kN geführt.

Das Verformungsverhalten wurde durch die Erhöhung der Vertikallast deutlich verbessert, die Duktilität beträgt 2,8. Diese Beobachtung steht im Einklang mit Untersuchungen, die an Normalbeton-Schalungssteinen durchgeführt wurden, vergleiche „Stand der Wissens“. Erst unter sehr hohen Auflasten hatten andere Autoren eine Reduktion der Duktilität beobachtet.

Das Rissbild zeigte keine signifikanten Unterschiede zu Wandversuch 6.

4.2.6 Wandversuch 8

Wandversuch 8 wurde zur weiteren Verifikation des zu entwickelnden Bemessungskonzeptes mit einer konstant gehaltenen Vertikalkraft von 629 kN geprüft, was die Bemessungslast im Grenzzustand der Tragfähigkeit darstellt. Im Lastfall Erdbeben, der bei der Untersuchung der Schalungssteinwände ja im Vordergrund steht, sind Vertikalkräfte von maximal 80 % dieser Bemessungslast zu erwarten, so dass mit den drei bisher geprüften Vertikallastniveaus von:

- 250 kN bzw. 36 % der Vertikallast im GZT (Wandversuch 6)
- 400 kN bzw. 58 % der Vertikallast im GZT (Wandversuch 7)
- 629 kN bzw. 92 % der Vertikallast im GZT (Wandversuch 8)

im Lastfall Erdbeben zu erwartende Vertikallastgrößen stichprobenartig durch die Versuche überprüft wurden.

Abbildung 4-31 zeigt das Hystereseverhalten:

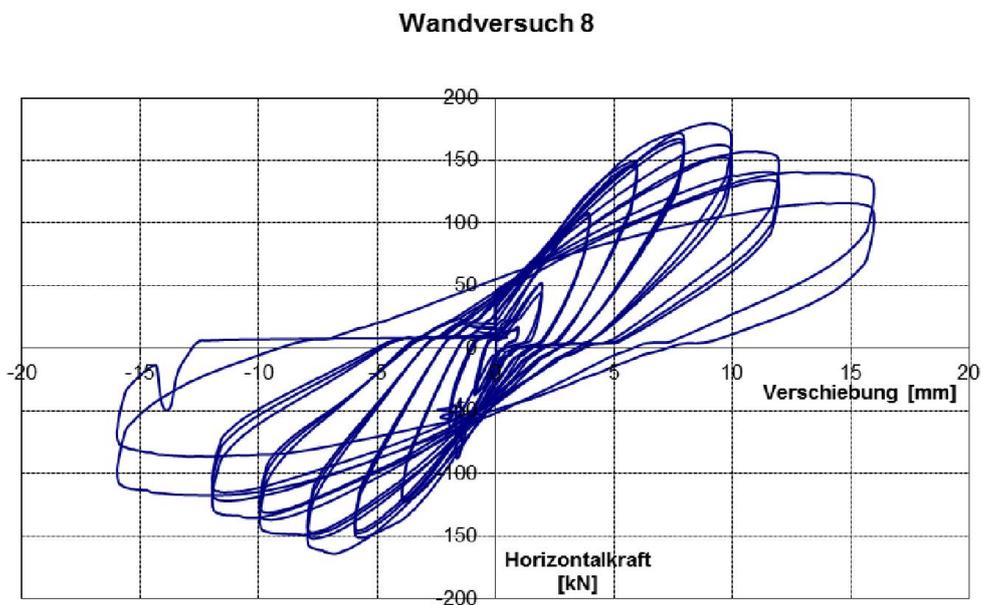


Abb. 4-31 Hystereseverhalten von Wandversuch 8

Die im Versuch erreichte Horizontaltragfähigkeit betrug 180 kN bei einer Verschiebung des Horizontalzylinders von 9,3 mm. Im Unterschied zu den Wandversuchen 6 und 7 zeigte sich das Versagen aber nicht durch Schubrisse, sondern wurde durch Druckversagen in den Ecken bzw. Ausknicken der „Randstützen“ ausgelöst, siehe Abbildung 4-32.



Abb. 4-32 Ausknicken der Randstützen

Das endgültige Versagen trat dann aufgrund der hohen Vertikalkraft schlagartig auf: Wie in Abbildung 4-33 zu sehen ist, sind die meisten Risse nahezu vertikal, was eindeutig auf Überschreiten der Querkzugfestigkeit bzw. Druckversagen schließen lässt.

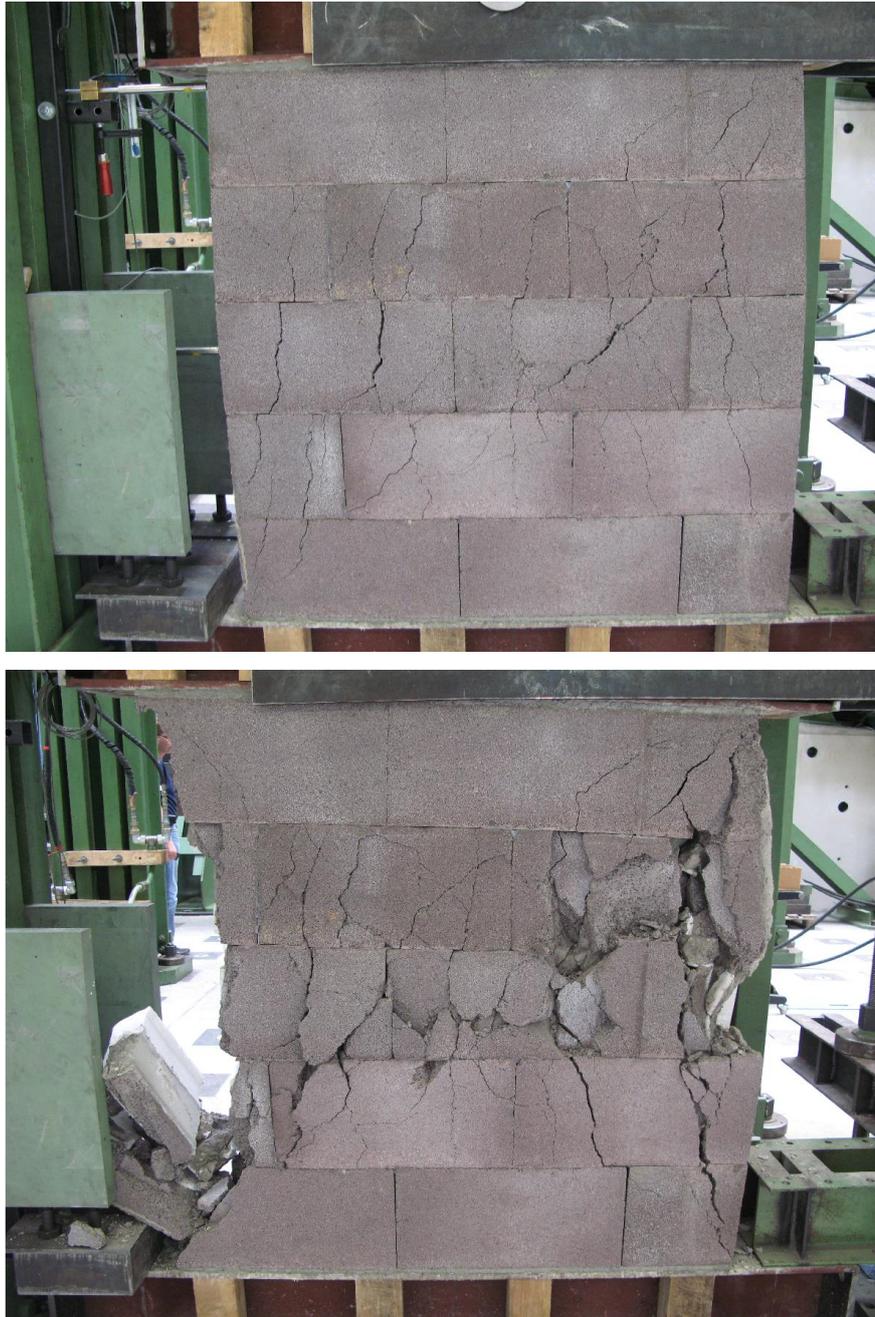


Abb. 4-33 Wand 8 kurz vor (oben) und kurz nach dem Versagen (unten)

4.2.7 Wandversuch 9

Wandversuch 9 wurde im Unterschied zu Wandversuch 8 horizontal in jeder Steinreihe mit zwei Bewehrungsstäben vom Durchmesser 12 mm bewehrt. Alle anderen Randbedingungen waren identisch zu Wandversuch 8.

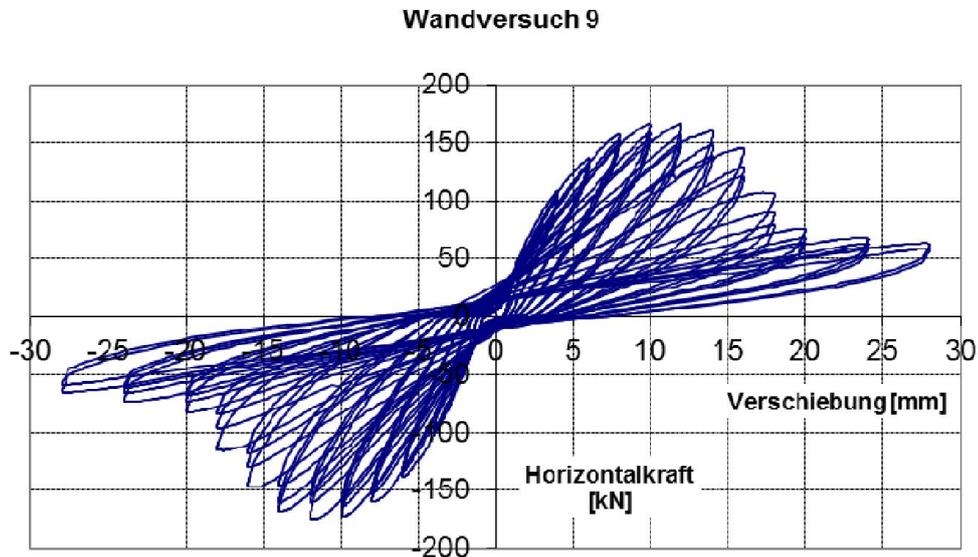


Abb. 4-34 Hysteresekurve von Wandversuch 9

Die maximale Horizontaltragfähigkeit betrug 175 kN und wurde bei einer Horizontalverformung von 12 mm erreicht. Allerdings zeigte sich auch hier der positive, duktilitätssteigernde Effekt der Horizontalbewehrung. Im Unterschied zu Wandversuch 8 wies dieser Versuch ein deutlich duktileres Nachbruchverhalten auf und die Horizontallast konnte über einen breiteren Verschiebungsbereich nahezu konstant gehalten werden.

Abbildung 4-35 zeigt wiederum einen Vergleich des Hystereseverhaltens zwischen horizontal unbewehrter und bewehrter Wand. Die Verformbarkeit konnte von 16 auf 28 mm gesteigert und damit nahezu verdoppelt werden.

Vergleich von Wandversuch 8 und 9

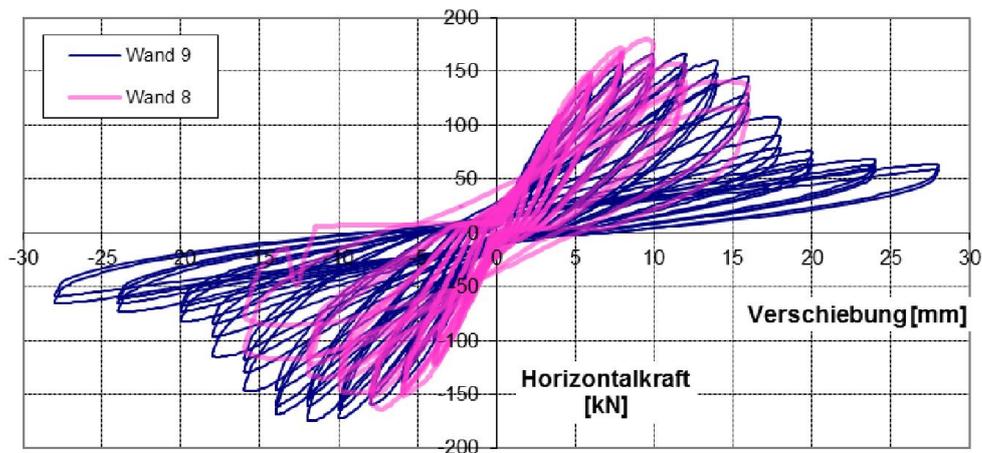


Abb. 4-35 Vergleich der Auswirkung von Horizontalbewehrung auf die Verformbarkeit

4.2.8 Wandversuch 10a und 10b

Bei Wandversuch 10 sollte die Auswirkung einer vertikalen und horizontalen Bewehrung untersucht werden. Also wurde die horizontale Bewehrung analog Wandversuch 9 ausgeführt und eine vertikale Bewehrung ($\varnothing_{sl} = 25$ mm jeweils in der Randstütze; $\varnothing_{sl} = 16$ mm im mittleren Bereich der Wand) eingebaut. Die Vertikalbewehrung wurde in einem Stahlbetonsohlbalken durch Winkelhaken verankert. Abbildung 4-36 zeigt die Bewehrung der Wand. Mithilfe einer Schablone wurde die exakte Positionierung der Vertikalbewehrungsstäbe so sichergestellt, dass sich die Vertikalstäbe beim Aufmauern der Wand mittig im Bereich der Füllbetonstützen befinden.



Abb. 4-36 Schalung und Bewehrung von Stahlbetonsohlbalken und Wand

Abbildung 4-37 zeigt den geänderten Versuchsaufbau. Am Wandkopfbalken wurden seitlich Stahlwinkel angebracht, um ein Reibungsversagen der unbewehrten Fuge zwischen Kopfbalken und Wand aufgrund der geringen Vertikalkraft auszuschließen (siehe Detail in Abbildung 4-37 oben).



Abb. 4-37 Modifikation im Versuchsaufbau für Wandversuch 10 (a und b)

Bei diesem Versuch sollte außerdem die Annahme bestätigt werden, ob das Kippen unbewehrter, nur mit einer geringen Vertikallast beanspruchter Wände – wie sie beispielsweise in Dachgeschossen oder auch bei Außenwänden vorkommen – durch Vertikalbewehrung verhindert und eine ausreichende Horizontaltragfähigkeit erreicht werden kann. Die Vertikallast wurde zu 140 kN bzw. etwa 20 % der Vertikaltragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit gewählt.

Die folgende Abbildung zeigt das Ergebnis dieses Versuches:

Wandversuch 10a

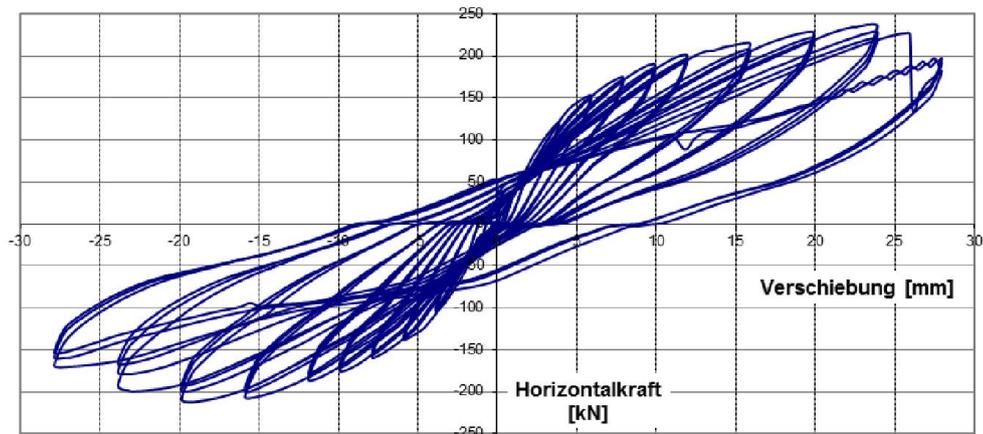


Abb. 4-38 Hystereseverhalten von Wandversuch 10a

Dieser Wandversuch versagte bei 238 kN und zeigte ein sehr stabiles Hystereseverhalten. Der Versuch wurde bei der Zielverschiebung von 28 mm abgebrochen. Zu diesem Zeitpunkt war die Versuchswand kaum geschädigt, siehe Abbildung 4-39. Es waren nur feine Risse im Bereich der Leichtbetonschale sichtbar, die seitlichen Füllbetonstützen waren vollkommen rissfrei.



Abb. 4-39 Rissbild von Wandversuch 10a

Aufgrund des geringen Schädigungsgrades wurde im Anschluss an diesen Versuch der gleiche Wandversuchskörper nochmals verwendet (Wandversuch 10b) und die Vertikalkraft dabei auf 400 kN erhöht. Wandversuch 10b wurde horizontal monoton um +/- 36 mm ausgelenkt. Die erreichte Tragfähigkeit betrug 255 kN bei einer Verschiebung von 26 mm und sank bei der Endverschiebung von 36 mm auf 216 kN ab. Bei dem anschließenden negativen Verschiebungszyklus wurde bei -32 mm nur noch eine Traglast von -171 kN erreicht, die bei Erreichen der Endverschiebung auf -169 kN absank.

Abbildung 4-40 zeigt Versuchswand 10b nach Beendigung des Versuches. Die Risse sind fein verteilt und es waren trotz der großen Horizontalverschiebung noch keine Abplatzungen der Leichtbetonschale zu beobachten:



Abb. 4-40 Rissbild am Ende von Wandversuch 10b

Der Zustand der Wand ist im Vergleich zu allen anderen (kleinen) Schubwandversuchen immer noch als sehr zufriedenstellend zu bezeichnen, so dass die Kombination von vertikaler (ausreichend verankerter) Biege- und horizontaler Schubbewehrung nachdrücklich empfohlen werden kann.

4.2.9 Versuchsaufbau für Wandversuch 11 und 12

Für die kleinformatischen Wandversuche 11 und 12 wurde entschieden, den Versuchsaufbau um seitliche Gewindestangen zu erweitern, siehe Abbildung 4-41. Durch die Anbringung seitlicher Zugstangen an den Kopfbalken kann das Abheben der Ecken bei großen Horizontalverschiebungen bzw. -lasten verhindert werden, so wie es auch in realen Gebäuden durch die verdrehungsbehindernd wirkenden Geschossdecken geschieht.



Abb. 4-41 Um seitliche Abspannungen erweiterter Versuchsaufbau

Die Gewindestangen wurden zu diesem Zweck nach Aufbringen der (kraftgesteuerten) Vertikallast mit einem Sollwert von jeweils 8 kN vorgespannt, was durch zusätzliche Kraftmessdosen gemessen wurde, so dass sich insgesamt die gewünschte Vertikallast von 250 kN ergab. Bei Aufbringen der Horizontalverformungen wurden die Gewindestangen auf einer Wandseite zunehmend entlastet, während die Zugkraft auf der anderen Seite deutlich zunahm.

4.2.10 Wandversuch 11

Wandversuch 11 wurde unbewehrt ausgeführt und die Horizontallast zyklisch und verschiebungsgesteuert analog zu den vorherigen Wandversuchen aufgebracht. Die Vertikallast betrug 250 kN zu Beginn des Versuches, veränderte sich aber im Verlauf des Versuches durch die vermehrte Zugbelastung in den Gewindestangen bei Anstieg der Horizontalverschiebungen. Abbildung 4-42 zeigt das Hystereseverhalten dieses Versuches.

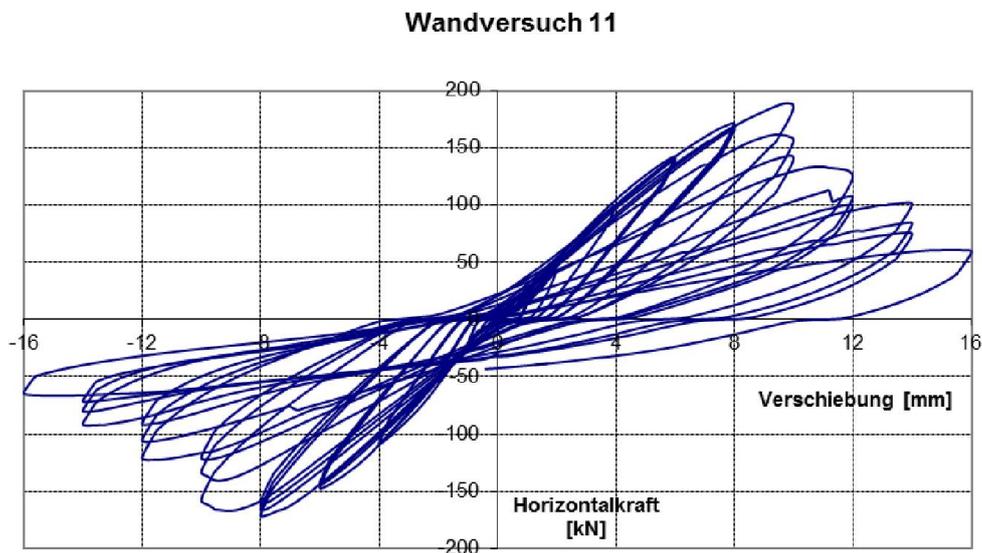


Abb. 4-42 Hystereseverhalten von Wandversuch 11

Die Höchstlast betrug 189 kN bei einer Horizontalverschiebung von 7 mm. Durch die Wirkung der Gewindestangen betrug die gesamte Vertikallast allerdings 358 kN. Das Versuchsergebnis kann also nicht direkt mit den Wandversuchen 6 und 7, die eine vertikale Auflast von 250 kN aufwiesen, verglichen werden, liegt aber im Bereich des Ergebnisses von Wandversuch 7, der eine Horizontaltragfähigkeit von 185 kN bei einer vertikalen Auflast von 400 kN aufwies. Eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit durch die veränderten Randbedingungen hat sich also nicht eingestellt.

4.2.11 Wandversuch 12

Wandversuch 12 wurde analog Wandversuch 11 ausgeführt, war aber zusätzlich horizontal in jeder Lagerfuge mit Bewehrungsstäben (Durchmesser 12 mm) bewehrt.

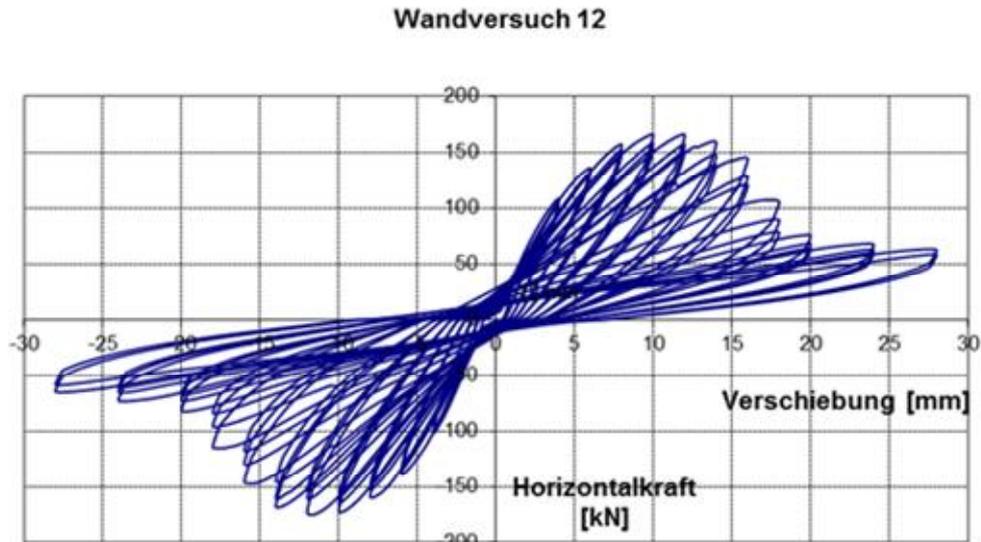


Abb. 4-43 Hystereseverhalten von Wandversuch 12

Die maximal erreichte Horizontalkraft betrug 175 kN und wurde bei einer Verschiebung von 12 mm erreicht. Obwohl diese Wand horizontal bewehrt war, wies sie eine um 7,4 % geringere Horizontaltragfähigkeit als die unbewehrte, aber ansonsten identische Wand 11 auf. Hier bestätigt sich die Beobachtung verschiedener Autoren, dass Horizontalbewehrung nicht in jedem Fall zu einer deutlichen Steigerung der Horizontaltragfähigkeit führen muss.

Abbildung 4-44 verdeutlicht aber den positiven Einfluss der Horizontalbewehrung auf das Nachbruchverhalten, das sich deutlich duktiler zeigt als beim unbewehrten Versuch. So kann die Maximalkraft im Verschiebungsbereich von 8 bis 14 mm nahezu konstant gehalten werden. Außerdem tritt das endgültige Versagen der bewehrten Wand 12 erst bei einer Horizontalverschiebung von 28 mm auf im Vergleich zu 16 mm bei der unbewehrten Wand 11. Es bewahrheitet sich also die im Kapitel „Stand des Wissens“ herausgearbeitete Beobachtung, dass sich Horizontalbewehrung sehr positiv auf die Duktilität auswirkt.

Vergleich von Wandversuch 11 und 12

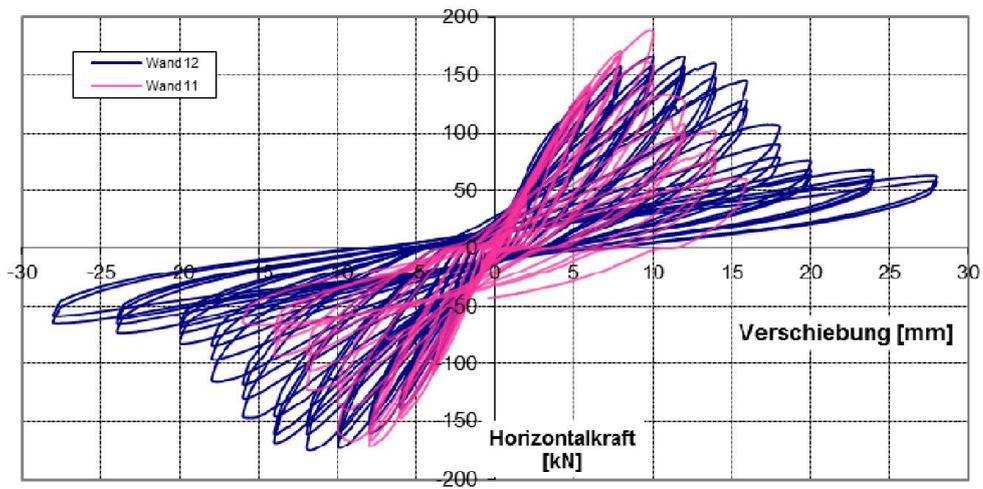


Abb. 4-44 Vergleich der Wandversuche 11 und 12

4.2.12 Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen

Das Versuchsprogramm umfasste zunächst fünf großformatige Schubwandversuche mit Abmessungen von 2,5 x 2,5 m². Dabei wurde in einem Referenzversuch (Wandversuch 1) das allgemeine Tragfähigkeitspotential der für die Untersuchung ausgewählten Leichtbeton-Schalungssteine untersucht. Nachdem dieser Referenzversuch positiv verlaufen war, wurde in Wandversuch 2 das Tragfähigkeitssteigerungspotential durch Veränderungen der Schalungssteingeometrie erfolgreich nachgewiesen. In Wandversuch 3 wurde die Bedeutung des Verbundes zwischen Schalungssteinen und Füllbeton untersucht. In Wandversuch 4 und 5 wurde schließlich die Auswirkung vertikaler bzw. vertikaler und horizontaler Bewehrung untersucht. Beide Bewehrungsvarianten ergaben großes Tragfähigkeitssteigerungspotential und verbesserte Duktilitätseigenschaften der bewehrten Wände.

Nach Abschluss dieser Versuchsreihe wurde eine neue Versuchsreihe mit sieben kleinformatischen Schubwänden (Wandversuche 6 bis 12) mit Abmessungen von 1,25 x 1,25 m² gestartet. Zeitlich und finanziell wäre es ein großer Vorteil für zukünftige experimentelle Untersuchungen, wenn auch durch kleinformative Versuche aussagekräftige Ergebnisse erzielt werden könnten. Nachdem ein Referenzversuch (Auflastniveau analog zu Wandversuch 1) zeigte, dass die erzielten Ergebnisse (Tragfähigkeit, Versagensart) sehr gut mit den realmaßstäblichen Versuchen übereinstimmten, wurden weitere Parameter wie Horizontalbewehrungsgrad, Vertikalbewehrung, Vertikallastniveau und Art der Vertikallaststeuerung untersucht. Bei diesen Versuchen zeigte sich, dass erwartungsgemäß (siehe Kapitel „Stand der Wissens“) die Größe der Vertikallast einen signifikanten Einfluss auf die Horizontaltragfähigkeit der Schubwände hat. Des Weiteren bewahrheitete sich, dass Horizontalbewehrung allein die Tragfähigkeit nur geringfügig steigert, aber die Duktilitätseigenschaften stark verbessert.

Die überwiegende Anzahl der eigenen Wandversuche (und der Wandversuche anderer Autoren) wurden mit Auflasten durchgeführt, wie sie typischerweise in Erdgeschosswänden zu erwarten sind. Wandversuch 10a wurde daher mit einer sehr geringen Vertikallast getestet, wie sie zum Beispiel in den obersten Geschossen von Gebäuden angetroffen wird. Da die Horizontaltragfähigkeit solcher vertikal gering belasteter Wände nicht durch die Schubtragfähigkeit beschränkt wird, sondern durch Kippen oder Druckversagen, wurde vertikale Bewehrung eingebaut und im Sohlbalken verankert, um Kippversagen auszuschließen. Außerdem wurde diese Wand horizontal stark bewehrt. Dieser Wandversuch erreichte eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung gegenüber den nur horizontal bewehrten bzw. vertikal viel stärker belasteten Wänden (von z.B. 153 kN bei vertikal mit 250 kN belastetem Wandversuch 6 auf 238 kN). Die Kombination vertikaler und horizontaler Bewehrung von Schalungssteinwänden sollte in zukünftigen Forschungsarbeiten daher genauer untersucht werden.

Insgesamt stehen für die geplante Parameterstudie nun ausreichend experimentelle Daten für die Verifizierung eines numerischen Modells der Schalungssteinwände zur Verfügung, mit dessen Hilfe im Anschluss an die Parameterstudie ein Bemessungskonzept entwickelt wird.

Kapitel 5

Entwicklung eines numerischen Modells

Da eine zu große Anzahl an Versuchen nötig wäre, um alleine daraus ein Bemessungsmodell entwickeln zu können, wird für die weitergehenden Untersuchungen ein numerisches Modell der Schalungssteinwände benötigt. Es soll daher ein numerisches Modell entwickelt und anhand der eigenen experimentellen Untersuchungen verifiziert werden. Nach erfolgreicher Verifikation des Modells - zunächst auf Baustoffebene, anschließend auf Bauteilebene - soll durch eine Parameterstudie ein semi-empirisches Berechnungsmodell entwickelt werden.

In diesem Kapitel wird daher die Entwicklung und Verifizierung des numerischen Modells eingehend beschrieben. Der Schwerpunkt liegt hierbei auf der Anwendung der Finite-Elemente-Methode mit Hilfe der Software Simulia (Abaqus).

Für die numerischen Berechnungen wurden die Versuchskörper mit dreidimensionalen Elementen unterschiedlicher Ansatzfunktionen und Netzfeinheiten diskretisiert. In eigenen Voruntersuchungen des Autors wurden die in Abaqus verfügbaren dreidimensionalen Finite Element Typen bezüglich Ihres Konvergenz- und Lösungsverhaltens von biegeverformungsdominierten Problemen untersucht. Hierbei zeigte das vollintegrierte achtknotige Volumenelement mit inkompatiblen Moden („C3D8I“). Bei diesem Element werden die linearen Ansatzfunktionen der Verschiebungen um weitere inkompatible Verschiebungsmodi erweitert, um Locking-Effekte, für die achtknotige Volumenelemente anfällig sind, zu reduzieren. Ebenfalls geeignet zeigte sich ein 20-knotiges Volumenelement mit reduzierter Integration („C3D20R“), das auch vom Programmhersteller für biegedominierte Probleme empfohlen wird. Die folgenden Untersuchungen zur Entwicklung und Verifizierung eines numerischen Modells werden daher mit beiden Elementtypen durchgeführt, unter Verwendung des in Abaqus/Standard implementierten Newton-Raphson-Verfahrens unter inkrementeller Aufbringung der Belastungen. Die Steuerung der Größe der Zeitintervalle erfolgt dabei je nach Konvergenzverhalten automatisch anhand von voreingestellten Parameter (die der Nutzer aber prinzipiell selbst definieren kann). Erfolgt die Konvergenz in einem Zeitinkrement nicht innerhalb einer bestimmten Anzahl von Iterationen, wird die Größe des Inkrementes um 75% reduziert (sogennannter „Cut-Back“). Erfolgen fünf Cut-Backs innerhalb eines Inkrementes ohne dass Konvergenz erreicht wird, bricht die Berechnung ab.

Im Zentrum der Untersuchung steht die Modellierung unbewehrter Wände, da diese in der Praxis der Schalungssteinwände der Regelfall sind. Davon abgesehen haben die Untersuchungen zum Stand des Wissens gezeigt, dass die Tragfähigkeitssteigerung durch Bewehrung bei verschiedenen Autoren sehr unterschiedliche Ergebnisse lieferte. Bei den eigenen experimentellen Untersuchungen hat sich ein ähnliches Bild ergeben. Die Bewehrung - horizontal als auch vertikal - soll daher im zu entwickelnden Bemessungskonzept für die Horizontaltragfähigkeit nur zur Duktilitäts- und nicht zur Schubtragfähigkeitssteigerung herangezogen werden.

5.1 Verwendete Materialmodelle

5.1.1 Beton

In Abaqus stehen prinzipiell drei verschiedene Materialmodelle für Beton zur Verfügung. Zwei davon sind für statische Berechnungen mit Abaqus Standard verwendbar: „Concrete Damaged Plasticity“ und „Concrete Smeared Cracking“. In eigenen Voruntersuchungen hatte sich das Betonstoffgesetz „Concrete Damaged Plasticity“, das auf den Grundlagen der Plastizitätstheorie mit Berücksichtigung der Schädigung beruht, als geeigneter für den vorliegenden Anwendungsfall erwiesen. Andere Autoren hatten dieses Stoffgesetz ebenfalls mit Erfolg bei der Nachrechnung von Großversuchen eingesetzt, so zum Beispiel [Ricker 2009] beim Durchstanzen von Einzelfundamenten oder [Latte 2010] bezüglich der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten. Außerdem kann mit diesem Betonstoffgesetz im Gegensatz zu der Alternative („Concrete Smeared Cracking“) auch zyklisches Verhalten abgebildet werden. Da sich der Autor zu Beginn der Untersuchungen die Option der zyklischen Berechnung offen halten wollte, wurde als Stoffgesetz „Concrete Damaged Plasticity“ verwendet, das auf den Arbeiten von [Lubliner et al. 1989] und [Lee and Fenves 1998] basiert. Die Grundzüge des Betonstoffgesetzes werden im Folgenden wiedergegeben.

Das Versagensverhalten im Druck- und Zugbereich wird in Abaqus durch Eingabe der uniaxialen Spannungs-Dehnungswerte definiert, siehe Abbildung 5-1. Es können demnach auf einfache Art beliebige Betone modelliert werden (so zum Beispiel das sprödere Bruchverhalten haufwerksporiger Leichtbetone). Das Materialverhalten wird zu Beginn als linear-elastisch angenommen. Eine Entlastung in diesem Bereich geschieht unter Ansatz des ungeschädigten Elastizitätsmoduls. Es verbleiben also keine bleibenden (plastischen) Verformungen. Nach Überschreiten der Fließspannungen σ_{c0} im Druck- bzw. σ_{t0} im Zugbereich erfolgt eine zunehmende Zerstörung des Betongefüges. Eine Entlastung in diesem Bereich geschieht daher unter Ansatz eines abgeminderten Elastizitätsmoduls in Form einer Schädigungsvariablen d_t im Zug- bzw. d_c im Druckbereich. Die Größe der Schädigungsvariablen wird in Abhängigkeit der plastischen Dehnung definiert.

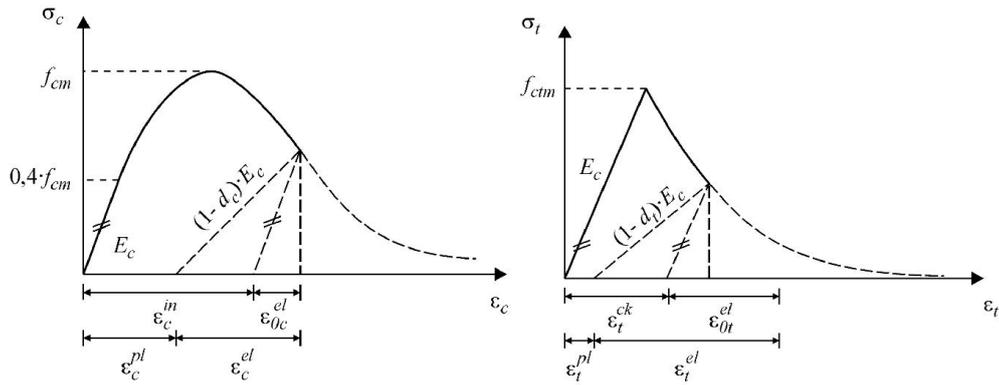


Abb. 5-1 Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons [Latte 2010]

Das Spannungs-Dehnungsverhalten wird im Druckbereich in der vorliegenden Arbeit durch die quadratische Gleichung aus Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1] beschrieben:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right), \quad \text{für } 0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}| \quad (5-1)$$

mit: $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

ε_{c1} Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung

$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$

ε_{c1} und E_{cm} nach Tabelle 3.1 aus DIN EN 1992-1-1

Zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens der numerischen Lösung wird das Spannungs-Dehnungsverhalten gemäß obiger Gleichung nach Überschreiten von ε_{cu1} (siehe Abbildung 5-2) bis auf eine Dehnung von 5 ‰ bei einer Restspannung von $0,1 \cdot f_{cm}$ fortgeführt.

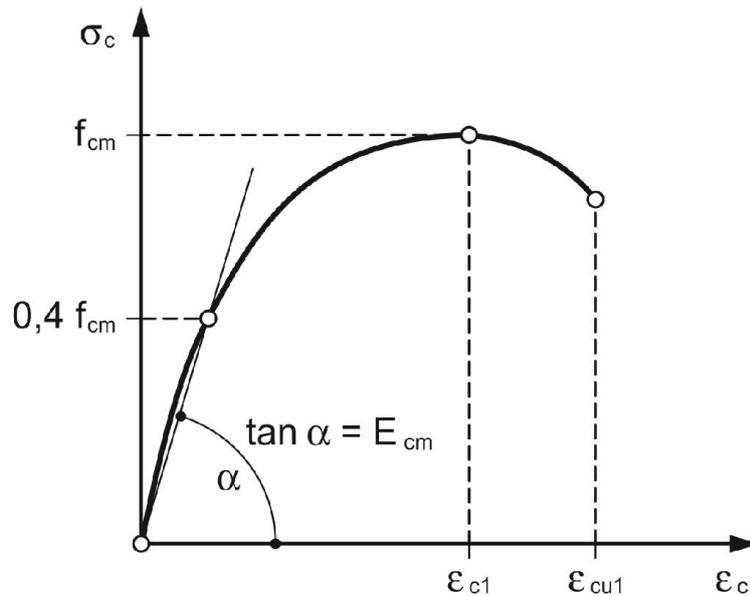


Abb. 5-2 Betonverhalten im Druckbereich (Bild 3.2 aus [DIN EN 1992-1-1])

Die numerische Modellierung unbewehrter oder sehr gering bewehrter Betonkörper, wie sie in der vorliegenden Untersuchung vorherrschen, verursacht netzabhängige Ergebnisse bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons, falls der Beton im plastischen Bereich durch das Spannungs-Dehnungsverhalten definiert wird [Bažant et al. 1983], [Bažant et al. 1984], [Hillerborg et al. 1976]. Daher erfolgt die Definition des uniaxialen Betonverhaltens im Zugbereich anhand einer Spannungs-Rissöffnungsbeziehung analog [Modelcode 2010] und der Verwendung der Bruchenergie für Normalbeton gemäß Gleichung 5-2:

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad [\text{N/m}] \quad (5-2)$$

mit f_{cm} in $[\text{N/mm}^2]$

Für die Bruchenergie des Leichtbetons wird ebenfalls ein Zusammenhang aus [Modelcode 2010] verwendet:

$$G_{F,l} = 16 \cdot f_{lctm} \quad [\text{N/m}] \quad (5-3)$$

f_{lctm} : Zentrische Zugfestigkeit des
Leichtbetons, in $[\text{N/mm}^2]$

Mithilfe von Gleichung 5-2 und 5-3 wird das uniaxiale Betonverhalten im Zugbereich durch eine bilineare Spannungs-Rissöffnungsbeziehung analog Modelcode 2010 für die eigenen Untersuchungen definiert, siehe Abbildung 5-3.

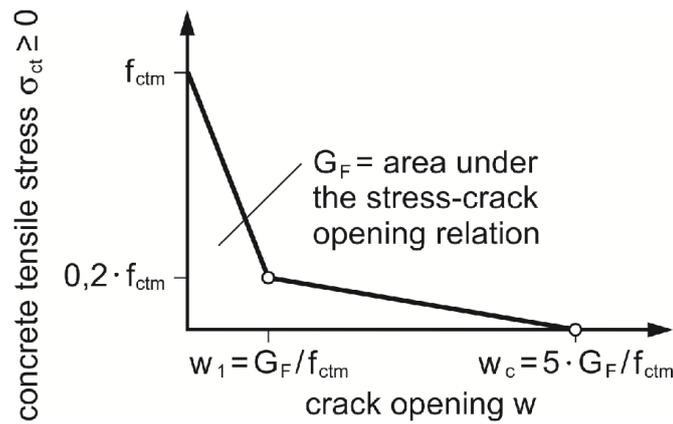


Abb. 5-3 Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung [Modelcode 2010]

Eine Abhängigkeit obiger Materialparameter von der Belastungs- bzw. Dehnungsgeschwindigkeit kann ebenfalls durch das Materialmodell berücksichtigt werden. Davon wird im eigenen numerischen Modell aber kein Gebrauch gemacht, da die eigenen experimentellen Untersuchungen mit sehr geringen Belastungs- bzw. Dehnungsgeschwindigkeiten durchgeführt wurden.

Der Einfluss mehrachsiger Spannungszustände auf das Materialverhalten des Betons wird im verwendeten Betonstoffgesetz ebenfalls berücksichtigt. Abbildung 5-4 zeigt auf der linken Seite das mehrachsige Verhalten des Betons im ebenen Spannungsraum. Eine Druckbeanspruchung in zwei Richtungen (Druck-Druck-Belastung) vergrößert somit die Beanspruchbarkeit des Betons, eine Druck-Zug-Belastung reduziert die Betontragfähigkeit erheblich.

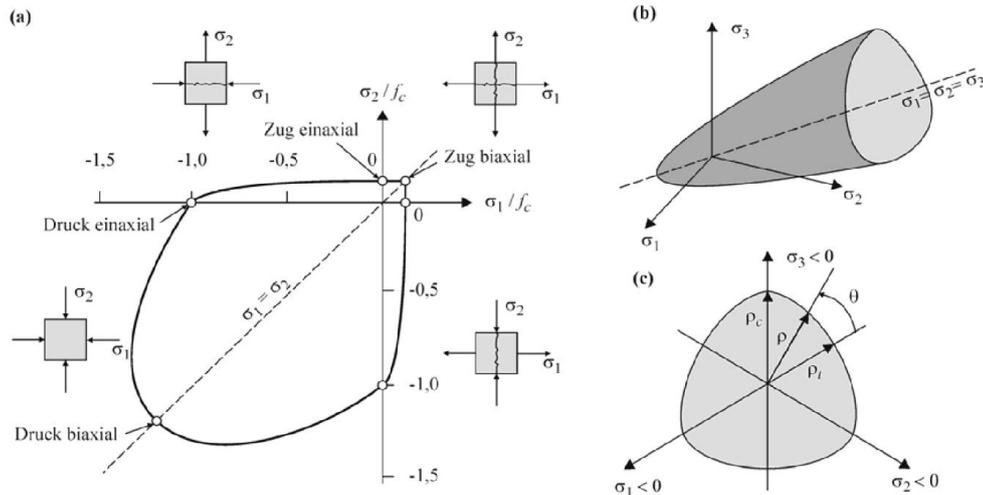


Abb. 5-4 Mehrachsiges Materialverhalten des Betons [Latte 2010]

Zur Beschreibung der triaxialen Versagenskurve des Betons modifizierte LUBLINER eine Fließbedingung, die von Drucker und Prager entwickelt wurde. Wesentlicher Parameter ist hier der Dilatanzwinkel ψ , der mit 30° berücksichtigt wird, siehe zum Beispiel [Mark 2006] und der Verhältniswert K_c . Der Einfluss von K_c zeigt sich durch Betrachtung der Fließfunktion in der Deviatorebene (d.h. senkrecht zur hydrostatischen Achse), siehe Abb. 5-4. Ein Wert $K_c = 1,0$ bezeichnet hierbei die Drucker-Prager-Fließregel. $K_c=2/3$ hat sich in Nachrechnungen von experimentellen Untersuchungen als geeigneter für den Werkstoff Beton erwiesen und wird daher auch in der eigenen Untersuchung verwendet.

Für eine umfassende Betrachtung des Betonstoffgesetzes wird auf [Lublinter et al. 1989] und [Lee et al. 1998] verwiesen. Das Betonstoffgesetz wird im Folgenden zunächst durch die Nachrechnung von Baustoff- und Bauteilversuchen anderer Autoren überprüft, unter Verwendung der in Abaqus voreingestellten bzw. von anderen Autoren empfohlenen Parameter. Die Anwendbarkeit des Materialmodells für die in der eigenen Untersuchung verwendeten Materialien, vor allem für den haufwerksporigen Leichtbeton, wird durch das Nachmodellieren der eigenen experimentellen Großversuche endgültig validiert.

5.1.2 Stahl

Das Werkstoffverhalten der Bewehrung wird in Abaqus durch ein einaxiales elastisch-plastisches Materialgesetz modelliert. Hierzu genügt die Eingabe einer bilinearen Spannungs-Dehnungslinie des verwendeten Betonstahls (B500). Die Bewehrungsstäbe werden dabei als Fachwerkstäbe zwischen den Knoten der Beton-Kontinuumselemente definiert. Die dadurch erreichte starre Kopplung zwischen Beton und Bewehrung entspricht also einem ideal-starren Verbund, was natürlich eine Näherung darstellt, im Rahmen dieser globalen Untersuchung aber zu Beginn eine ausreichend genaue Annahme darstellen sollte.

5.2 Verifizierung des numerischen Modells

5.2.1 Verifizierung des verwendeten Betonstoffgesetzes „Concrete Damaged Plasticity“

Da für die Entwicklung des Bemessungskonzeptes maßgeblich die Finite-Elemente-Methode verwendet wird, soll auf die Verifizierung des Betonstoffgesetzes großen Wert gelegt werden. Daher werden zunächst numerische Modelle der Versuche an mehraxialen Betonprobekörpern von [Kupfer 1973] entwickelt.

Daraufhin werden anerkannte Großversuche an unbewehrten Betonprobekörpern numerisch abgebildet. Hauptsächlich wird eine Versuchsreihe von PETERSSON für die Verifizierung herangezogen, da sie von zahlreichen anderen Autoren experimentell und numerisch untersucht wurde. Außerdem wird das Versagen durch sogenann-

tes „Mode I Versagen“ dominiert, was auch bei den Schalungssteinwänden als Versagenshauptursache erwartet wird.

Des Weiteren wird eine Großversuchsreihe untersucht, die eine Mischung aus Mode I und Mode II Versagen aufweist, um die Verwendbarkeit des Betonstoffgesetzes auch für diese Versagensart zu verifizieren.

Nach erfolgreicher Verifizierung des Betonstoffgesetzes auf Baustoffebene wird anschließend ein numerisches Modell der Schalungssteinwände entwickelt und mithilfe der eigenen Großversuche auf Bauteilebene verifiziert. Die Modellierung der Versuchskörper erfolgt dabei dreidimensional aufgrund der Geometrie der Schalungssteine und Art der Lasteinleitung.

5.2.2 Verifizierung des Betonstoffgesetzes für Normalbeton

5.2.2.1 Versuche von Per-Erik Petersson [Petersson 1981]

Per-Erik Eriksson untersuchte 1981 die Bruchenergie von unbewehrten 3-Punkt-Biegebalken, die in Balkenmitte gekerbt waren. Diese Versuchsreihe wurde für die Verifizierung ausgewählt, da sie umfassend dokumentiert und von zahlreichen anderen Autoren experimentell und/ oder numerisch nachvollzogen wurde.

Abbildung 5-5 zeigt die Last-Verformungskurven von zwei Versuchskörpern, zwei Berechnungsergebnisse der Finite-Elemente-Simulationen von Petersson und das zugehörige statische System:

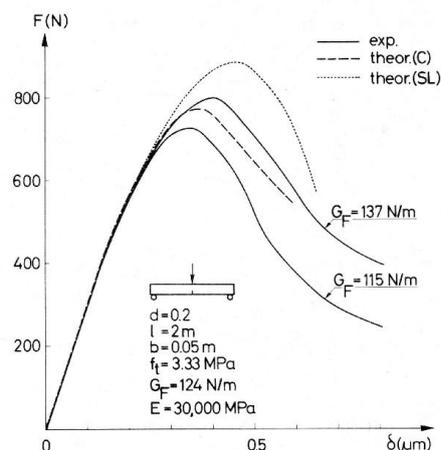


Abb. 5-5 Versuchskurven und statisches System [Petersson 1981]

Für die eigene FE-Simulation wurden die gleichen Materialparameter wie in Abbildung 5-5 dargestellt verwendet, also eine Zugfestigkeit von $3,33 \text{ N/mm}^2$, ein E-Modul von 30.000 N/mm^2 und eine Bruchenergie von 124 N/m . Die Kerbe wurde mit einer Breite von 4 cm modelliert. Die Spannungsdehnungskurve im Zugbereich

wurde in Abaqus mithilfe einer Spannungs-Rissöffnungsbeziehung gemäß Modelcode 2010 definiert, siehe Abbildung 5-6. Die Versuche wiesen Maximallasten von 726 bis 800 Newton auf. Diese Werte korrespondieren mit den berechneten Bruchenergien (G_F) von 115 N/m bzw. 137 N/m.

Spannungs-Rissöffnungsverhalten im Zugbereich

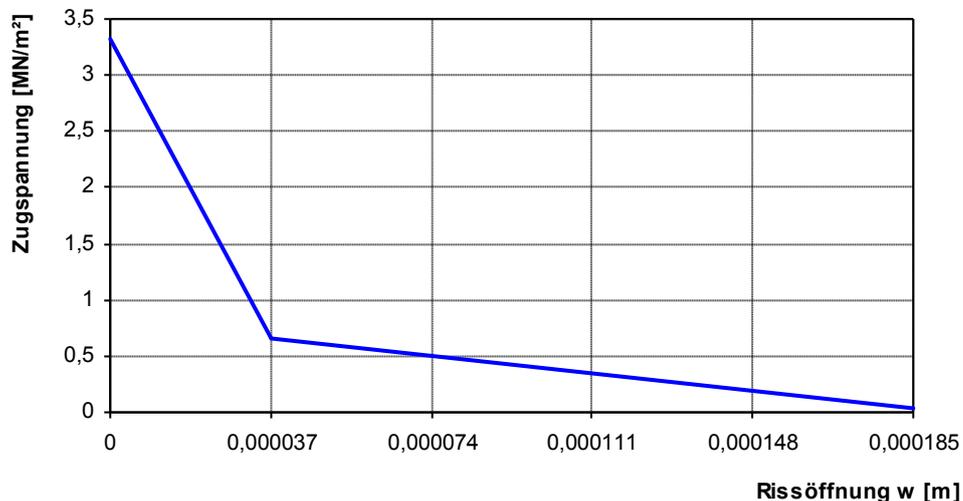


Abb. 5-6 Modellierung des Betonverhaltens im Zugbereich ($G_F = 124 \text{ N/m}$)

Im Folgenden werden die Berechnungen des numerischen Modells mit verschiedenen Elementtypen durchgeführt. Dabei wird auch das Konvergenzverhalten der Elemente untersucht. Um die Rechenzeit zu minimieren wurde die Symmetrie des Systems teilweise ausgenutzt und am halben System gerechnet. Abbildung 5-7 zeigt zwei der untersuchten Netzfeinheiten und das numerische Modell:

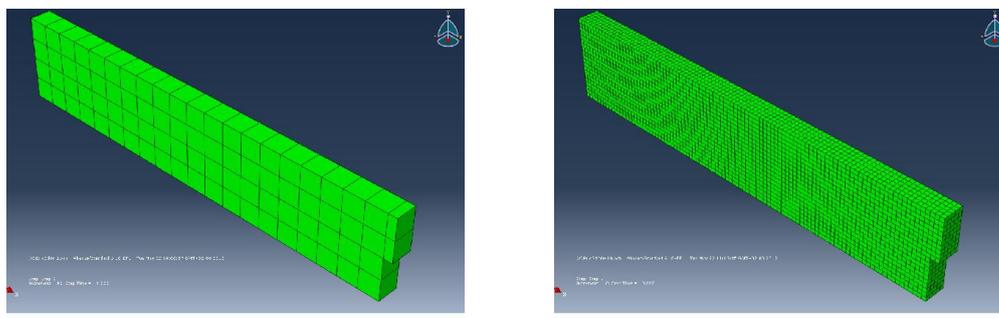


Abb. 5-7 Untersuchte Modelle mit kleinster und größter Netzfeinheit

Das Schneidenlager des experimentellen Aufbaus wurde nicht detailliert modelliert sondern als frei drehbare Verschiebungsrandbedingung auf die Lagerknoten des Finite Elemente Modells realisiert. Die Vertikallasten wurden als Punktlasten modelliert.

Abbildung 5-8 gibt das Ergebnis der Untersuchung für dreidimensionale 20-Knotenelemente mit reduzierter Integration (C3D20R) wieder:

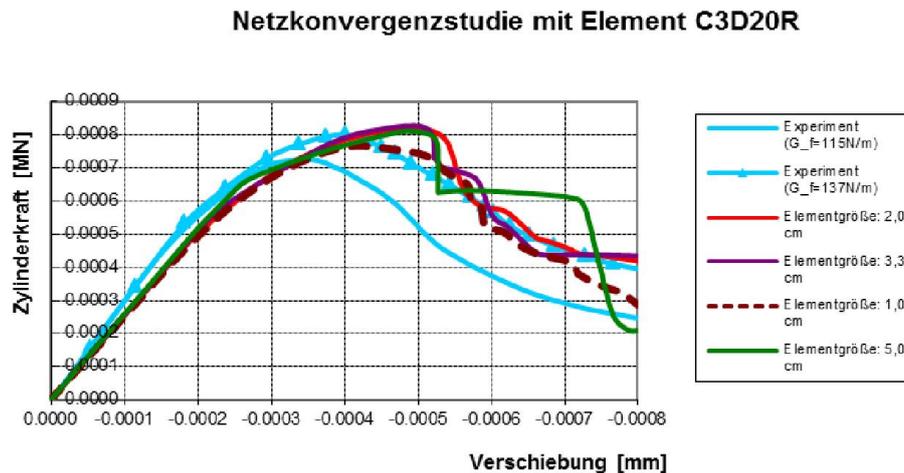


Abb. 5-8 Ergebnis der Netzkonvergenzstudie für Elementtyp C3D20R

Man erkennt, dass alle Berechnungen die Steifigkeit der Versuchskurve nicht exakt aber zufriedenstellend abbilden. Der Unterschied ist sehr gering und kann schon durch kleine Abweichungen der Randbedingungen zwischen Versuch und dem numerischen Modell verursacht werden.

Die maximale Last wird bereits mit der geringsten Netzfeinheit (Elementgröße von 5 cm bzw. zwei Elemente über die Höhe) gut abgebildet und beträgt 811 Newton. Die Abweichung zum Versuch mit einer Bruchenergie von 137 N/m beträgt also nur 1,4 %.

Die Unterschiede im Nachbruchverhalten sind abgesehen vom feinsten Netz mit einer Elementgröße von 1,0 cm deutlicher. Dies kann aber vermutlich auf die geringe Anzahl der Elemente im Bereich der Kerbe zurückgeführt werden. Nur beim feinsten Netz mit einer Elementgröße von 1,0 cm (siehe Abbildung 5-7, rechts) wurden zwei Elemente in Längsrichtung generiert. Bei allen anderen Netzfeinheiten wird nur ein Element in Längsrichtung der Kerbe generiert. Abbildung 5-9 zeigt daher die Ergebnisse für zwei im Bereich der Kerbe verbesserte Modelle: zum Vergleich wurde bei einer globalen Elementgröße von 3,3 cm im Bereich der Kerbe ein

feineres Elementnetz erzeugt, in dem über die Kerbenlänge von 2 cm (in Balkenrichtung) zwei Elemente erzeugt wurden.

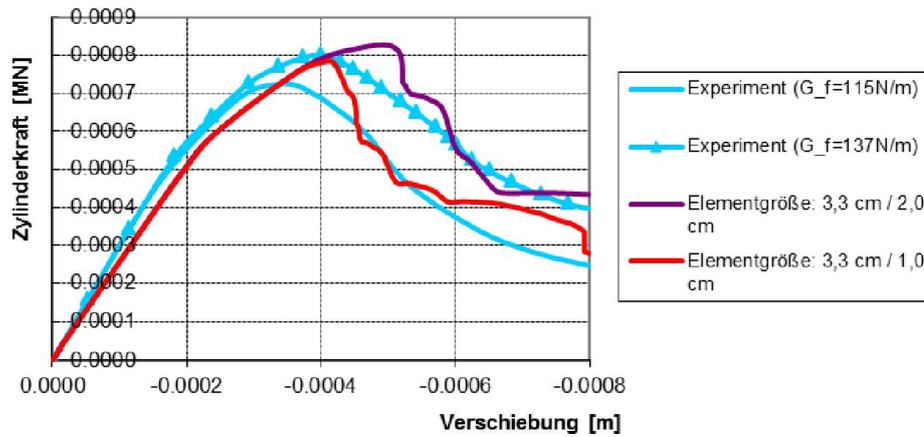


Abb. 5-9 Ergebnisse für im Bereich der Kerbe optimiertes Finite-Elemente-Netz

Insgesamt kann aus der Untersuchung gefolgert werden, dass das in Abaqus implementierte Betonstoffgesetz in der Lage ist, das Verhalten unbewehrter Versuchskörper gut abzubilden. Für ein ausreichend genaues Ergebnis sind für diesen speziellen Belastungsfall drei Elemente in Richtung der verschiedenen Querschnittsrichtungen in kritischen Bereichen eines Bauteils ausreichend.

Für die weitere Verifizierung wurde noch ein dreidimensionales achtknotiges Kontinuumselement mit erweiterten Ansatzfunktionen („C3D8I“, I= Incompatible modes) untersucht. Das Konvergenzverhalten ist vergleichbar mit dem vorher untersuchten Element „C3D20R“, allerdings bei deutlich geringeren Rechenzeiten. Auch bei diesem Elementtyp scheinen drei Elemente über die Höhe des Bauteils im Bereich der Kerbe bereits Ergebnisse von ausreichender Genauigkeit (für globale Untersuchungen) zu liefern.

Netzkonvergenzstudie mit Element C3D8i

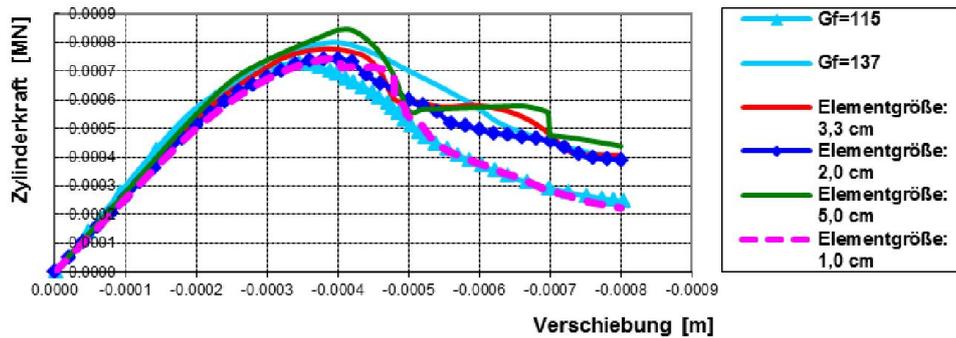


Abb. 5-10 Ergebnisse der Netzkonvergenzstudie für Elementtyp C3D8i

5.2.2.2 Versuche zum Mixed Mode Versagen [Arrea et al. 1982]

ARREA und INGRAFFEA führte im Jahr 1982 zahlreiche Versuche an gekerbten unbewehrten Betonbalken durch, bei denen die Lagerungs- und Lasteinleitungsrandbedingungen so gewählt wurden, dass ein Mixed Mode Versagen erwartet wurde. Leider wurde damals nur die Betondruckfestigkeit ($f_{cm} = 44 \text{ N/mm}^2$) gemessen, so dass nur indirekt auf die Betonzugfestigkeit geschlossen werden kann (zentrische Zugfestigkeit, Biegezugfestigkeit). Aus diesem Grund soll bei der Modellierung dieses Versuchs vor allem der im Experiment aufgetretene Rissverlauf reproduziert werden.

Abbildung 5-11 zeigt den Versuch mit seinen Randbedingungen:

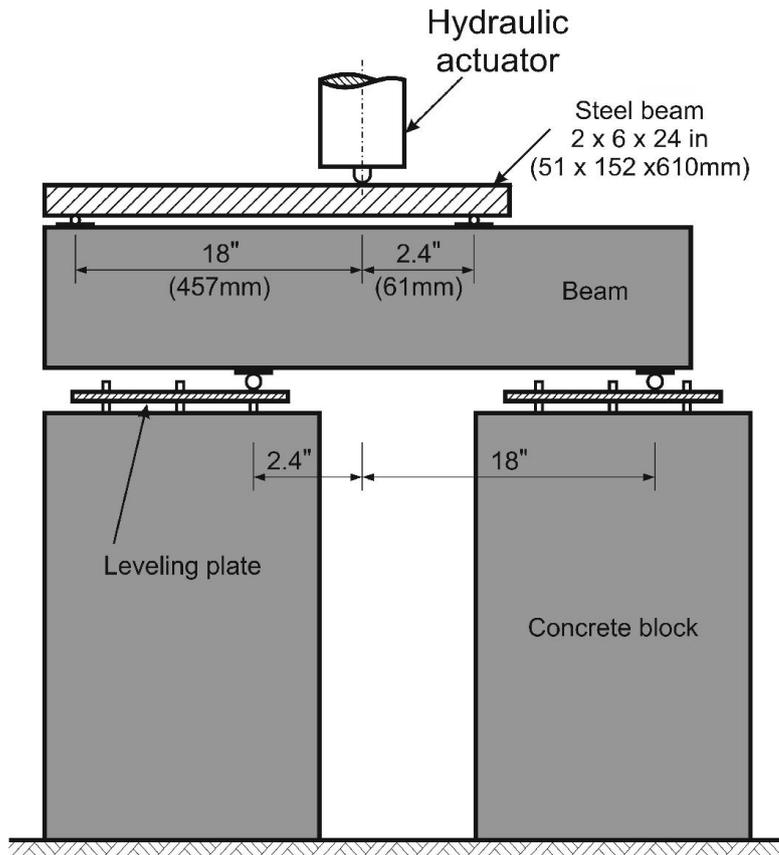


Abb. 5-11 Lager- und Lastrandbedingungen (nach [Arrea et al. 1982])

Im numerischen Modell wurden die Lasteinleitungs- und Lagerungsdetails nicht exakt nachgebildet, sondern als Verschiebungsrandbedingungen auf die Knoten des Finite Elemente Modells aufgebracht.

Abbildung 5-12 oben zeigt die plastischen Hauptzugdehnungen für eine Elementgröße von 1,0 cm und Elementtyp C3D8I. Außerdem sind die Verformungen zehnfach überhöht dargestellt. Man erkennt, dass der berechnete Rissverlauf den im Experiment beobachteten Trennriss sehr gut abbildet, siehe Abbildung 5-12 unten. Auch die gegenseitige Verschiebung der Rissufer in vertikaler und horizontaler Richtung spiegelt das Verhalten im Versuch gut wieder.

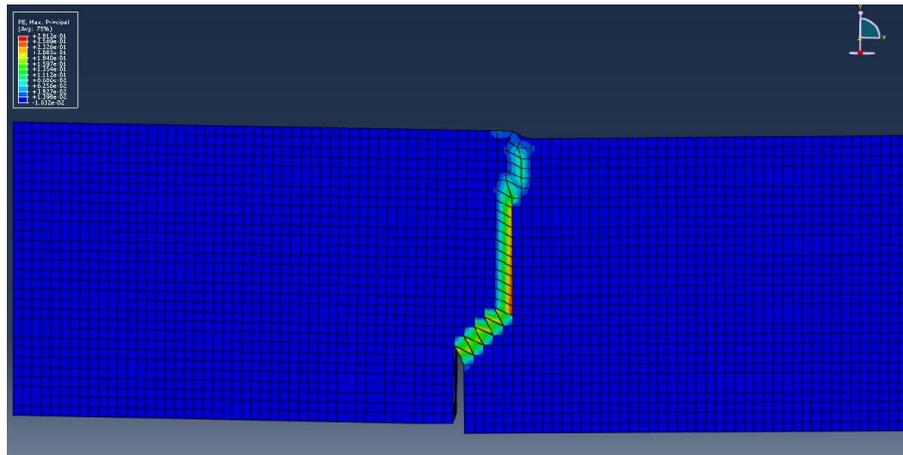


Abb. 5-12 Positive plastische Hauptdehnungen (oben), Rissverlauf des Versuchs (unten) [Arrea et al. 1982]

5.2.2.3 Biaxialversuche von Helmut Kupfer [Kupfer 1973]

Die wirklichkeitsnahe Modellierung des mehraxialen Materialverhaltens von Beton stellt für die Modellierung der Schalungssteinwände eine weitere wichtige Voraussetzung dar. Daher wurden für eine weitergehende Verifizierung des verwendeten Betonstoffgesetzes zwei Versuche von Helmut Kupfer nachgerechnet. Zum einen ein einaxialer Referenzversuch ($\sigma_1 / \sigma_2 = -1 / 0$), zum anderen biaxiale Versuche.

Abbildung 5-13 zeigt auf der linken Seite die „Drahtbürsten“, mit denen die Lasten auf die Betonversuchskörper aufgebracht wurden. Auf der rechten Seite der Abbildung ist das Finite-Elemente-Modell abgebildet. Die Drahtbürsten, die zur Lasteinleitung und Lagerung dienten, wurden dabei detailliert modelliert.

Eine derart exakte Nachbildung des Versuchsstandes scheint notwendig: Bruchbilder (bzw. Hauptdehnungsverläufe) der vereinfachten FE-Modelle anderer Autoren bildeten zwar das im Experiment gemessene Spannungs-Dehnungsverhalten gut ab, die Rissverläufe wichen aber stark von den Bruchbildern des Experimentes ab. Daher wurde der Versuchsaufbau im eigenen Modell so genau wie möglich abgebildet.

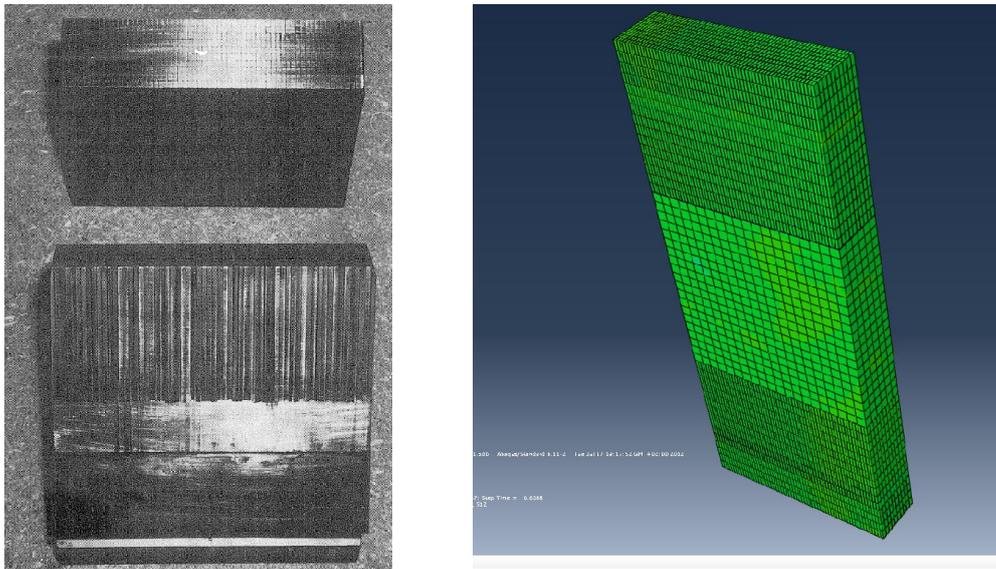


Abb. 5-13 Lasteinleitungsdetail und numerisches Modell

Die einzelnen „Fasern“ der Drahtbürsten wurden dabei geometrisch exakt modelliert. Der Kontakt in Normalenrichtung wurde berücksichtigt, in tangentialer Richtung wurde ein Reibungskoeffizient zwischen Beton und Stahl von 0,3 definiert. Abbildung 5-14 zeigt auf der linken Seite das Bruchbild des Versuches. Auf der rechten Seite sind die positiven plastischen Hauptdehnungen des numerischen Modells abgebildet. Der Rissverlauf entspricht nicht exakt dem Experiment, wird aber mit zufriedenstellender Genauigkeit – und weitaus realitätsnäher als mit vereinfachten Modellen anderer Autoren – wiedergegeben.

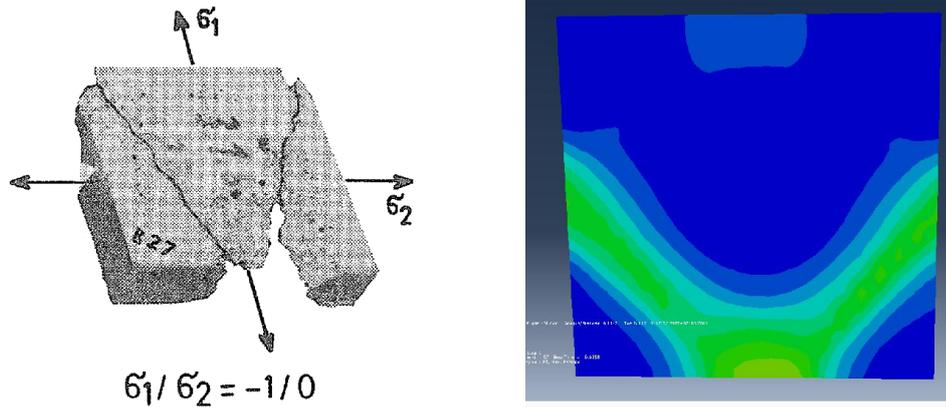


Abb. 5-14 Bruchbild des einaxialen Versuchs [Kupfer 1973]

Abbildung 5-15 zeigt das Spannungs-Dehnungsverhalten aus Versuch und numerischem Modell. Das Verhalten im Experiment wird sehr gut abgebildet. Die Spannungs-Dehnungswerte wurden anhand der im Modelcode 2010 angegebenen Beziehung in Abaqus implementiert (siehe Gleichung 5-2 und Abbildung 5-3). Weiterhin das Betonstoffgesetz beschreibende Eingabeparameter wurden anhand der Voreinstellung berücksichtigt.

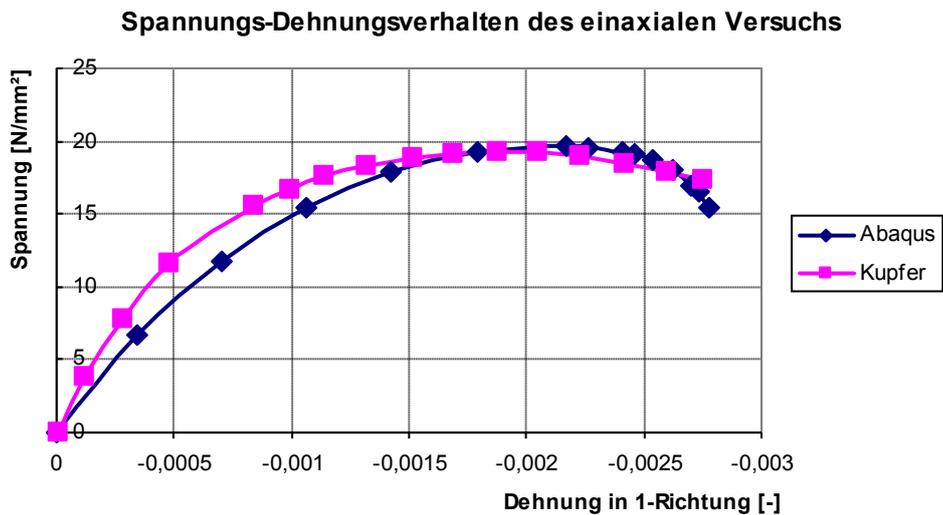


Abb. 5-15 σ - ϵ -Verhalten im einaxialen Versuch

Des Weiteren wurde noch ein Versuch mit einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1 / \sigma_2 = -1 / -0,22$ untersucht. Im Versuch wurde eine maximale Spannung von $23,8 \text{ N/mm}^2$ gemessen. Der mit dem numerischen Modell ermittelte Wert liegt bei $22,17 \text{ N/mm}^2$, weicht also um $6,8 \%$ vom Versuchsergebnis ab. Diese Abweichung kann einerseits

aber leicht mit der schwierigen Modellierung der Randbedingungen erklärt werden, andererseits mit der großen statistischen Streuung der Materialparameter des Betons.

Die folgende Abbildung vergleicht das experimentelle Versagensbild mit den positiven plastischen Hauptdehnungen der numerischen Berechnung für ein Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = -1 / -0,52$. Man erkennt, dass Ort und Neigung des Trennrisses gut abgebildet werden. Die maximal erreichte Spannung im Experiment betrug $24,2 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zu $24,57 \text{ N/mm}^2$ im numerischen Modell.

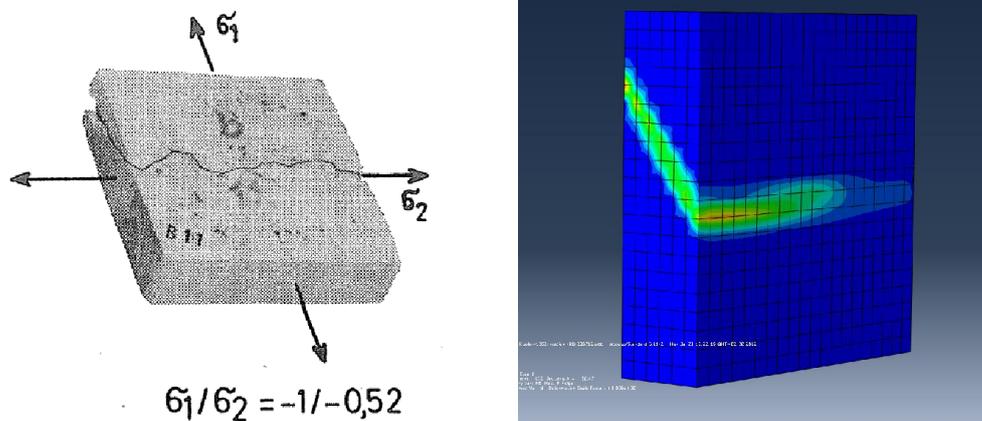


Abb. 5-16 Versagensbild aus Experiment [Kupfer 1973] und numerischem Modell (rechts)

Tab. 5-1 Nachrechnung der Versuche von Kupfer

σ_1 / σ_2	Experiment	Abaqus	Abweichung
-1 / 0	19,10 N/mm ²	19,10 N/mm ²	-
-1 / - 0,22	23,80 N/mm ²	22,17 N/mm ²	6,8 %
-1 / -0,52	24,20 N/mm ²	24,57 N/mm ²	1,5 %
-1 / -1	22,50 N/mm ²	22,60 N/mm ²	0,5 %
-1 / 0,202	8,30 N/mm ²	8,71 N/mm ²	4,9 %

5.2.3 Verifizierung für haufwerksporigen Leichtbeton

Haufwerksporiger Leichtbeton wurde von der Fachwelt weder experimentell noch numerisch so intensiv untersucht wie der weithin verwendete Normalbeton, da er selten und vor allem kaum für statisch relevante Bauteile verwendet wird. Zur Verifizierung stehen also keine umfassenden Versuchsergebnisse zur Verfügung. Die Verifizierung des Gesamtmodells wird daher durch die numerischen Modelle der eigenen Großversuche erfolgen.

Eine Bemessungsnorm für haufwerksporigen Leichtbeton existiert nicht, man kann sich für die Ermittlung der erforderlichen Materialparameter allerdings auf [DIN EN 1520], „Vorgefertigte Bauteile aus haufwerksporigem Leichtbeton“, beziehen.

Die Materialeigenschaften des in dieser Untersuchung verwendeten Schalungssteins aus haufwerksporigem Leichtbeton wurden in mehreren Gutachten untersucht. [WOHLFAHRT 2006] und [WOHLFAHRT 2010] ermittelte als Mittelwert der Biegezugfestigkeit Werte von 3,08 bzw. 3,15 N/mm². Der Verfasser hat vier weggesteuerte 3-Punkt-Biegezugversuche durchgeführt, um die Ergebnisse von WOHLFAHRT zu bestätigen. Bei diesen Versuchen lag der Mittelwert der Biegezugfestigkeit bei 2,36 N/mm² (5 %-Quantil: 2,32 N/mm²; Standardabweichung: 0,128 N/mm²).

Abbildung 5-17 zeigt die verwendete Versuchseinrichtung:



Abb. 5-17 Versuchseinrichtung der 3-Punkt-Biegezugversuche

Lasteinleitung und Lagerung erfolgten zwängungsfrei über stählerne, abgerundete Schneidenlager. Die Versuche wurden weggesteuert bis zum Versagen durchgeführt. Die Versuchsgeschwindigkeit wurde dabei zu 0,05 mm/min gewählt, um geschwin-

digkeitsabhängige Ergebnisse ausschließen zu können. Das Versagen trat in Probenkörpermitte ohne Vorankündigung durch sprödes Biegezugversagen auf. Die folgende Abbildung zeigt die Versuchsergebnisse:

3-Punkt-Biegezugversuche

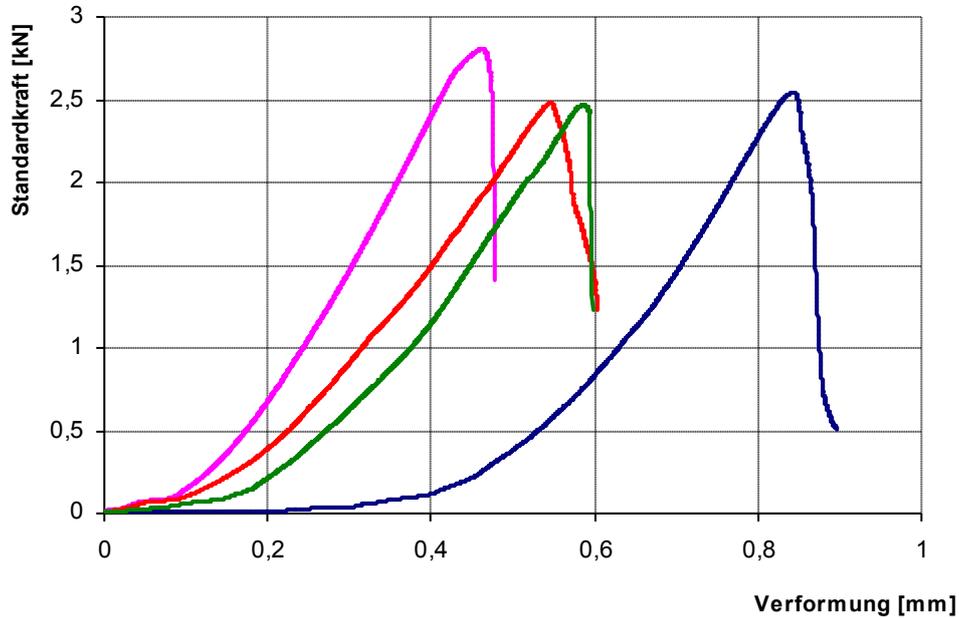


Abb. 5-18 Ergebnisse der eigenen 3-Punkt-Biegezugversuche

Der zunächst flache Kurvenverlauf macht deutlich, dass sich die Versuchseinrichtung zu Beginn der Versuche erst noch an den Probekörper anlegen muss. Auf eine die Unebenheiten ausgleichende Mörtelschicht wurde bei diesen Versuchen verzichtet, da nur die Biegezugfestigkeit von Interesse war.

Die im Versuch ermittelte Biegezugfestigkeit des haufwerksporigen Leichtbetons liefert ähnliche Ergebnisse wie die Untersuchungen von WOHLFAHRT. Die Größenordnung der gemessenen Festigkeiten lässt daher eine Verwendung der in DIN EN 1520 enthaltenen Beziehungen für die Ermittlung des E-Moduls, der Zug- und Druckfestigkeit und insbesondere des Spannungs-Dehnungsverhaltens nach Meinung des Autors auf der sicheren Seite liegend zu. Diese Annahme soll im Folgenden durch das numerische Modell des Referenzwandversuchs bestätigt werden.

5.2.4 Verifizierung des Gesamtmodells anhand Wandversuch 1

Im vorhergehenden Kapitel wurde das in dieser Untersuchung verwendete Materialmodell für Normalbeton anhand anerkannter Versuche anderer Autoren verifiziert. Nun soll, bevor in Kapitel 6 die Großwandversuche analysiert werden, das Gesamtmodell mit Hilfe von Wandversuch 1 verifiziert werden. Dieser Wandversuch hat den Vorteil, dass die Maximallast bereits im allerersten Verschiebungszyklus erreicht wurde und dadurch direkt mit dem numerisch monoton berechneten Kraft-Verschiebungsverlauf verglichen werden kann, da keine Einflüsse vorhergehender Verschiebungszyklen auftreten können. Das Ergebnis dieser (erfolgreichen) Verifizierung ist der Übersichtlichkeit halber im Kapitel „Versuchsnachrechnung“ wiedergegeben.

Des Weiteren sollen dabei die Einflüsse naturgemäß streuender Parameter untersucht werden. Diese sind der Elastizitätsmodul der Materialien und die Reibbeiwerte zwischen Versuchseinrichtung und Versuchswand bzw. zwischen den Schalungssteinen selbst (im Bereich der Lager- und Stoßfugen).

Außerdem wird abschließend numerisch untersucht, ob die Annahme eines starren Verbundes zwischen Schalungsstein und Füllbeton das Berechnungsergebnis maßgeblich beeinflusst ist. Mangels experimentell bestimmter Werte der Haft- und Haftscherfestigkeit wird hier mit realitätsnahen, auf der sicheren Seite liegenden Werten gerechnet.

5.2.5 Einfluss des Elastizitätsmoduls von Beton und Leichtbeton

Der Elastizitätsmodul von Normalbeton streut je nach verwendetem Zuschlag deutlich. [Grübl et al. 2001] geben Abweichungen von - 50 % bei Verwendung von Sandsteinzuschlägen und + 75 % bei Verwendung von Hochofenschlacke an, im Vergleich zu Rheinkies. Da diese Zuschlagsarten Extrema darstellen wird die Parameteruntersuchung auf Streuungen von + / - 10 und + / - 20 % beschränkt im Bezug auf die in Wandversuch 1 ermittelten E-Moduln des Normalbetons von 25.000 N/mm², bzw. 6.600 N/mm² für den Leichtbeton, der einem Gutachten [WOHLFAHRT 2008B] entnommen ist. Bei haufwerksporigem Leichtbeton sind geringere Streuungen zu erwarten als bei gefügedichtem Leichtbeton und Normalbeton, da der Zementleim nur die Kontaktflächen zwischen den einzelnen Zuschlagskörnern verkittet [Grübl et al. 2001].

Weiterhin wurde im Modell als Referenz für die Reibung zwischen den Schalungssteinen ein Reibbeiwert von 0,4 und für die Reibung zwischen Mörtelfuge und Versuchsbalken bzw. Versuchswand ein Reibbeiwert von 0,8 verwendet. Der Verbund zwischen Füllbeton und Schalungsstein wird als starr angenommen.

Für die vertikale Auflast wurde eine konstante Streckenlast über die gesamte Wandlänge angesetzt, da die horizontalkraftabhängige Vertikallaststeuerung der Großwandversuche hier einen das Ergebnis zusätzlich beeinflussenden Parameter dargestellt hätte.

Das Ergebnis der Parameteruntersuchung ist in Tabelle 5-2 dargestellt. In Spalte 1 ist der E-Modul des Normalbetons dargestellt, in Spalte 2 der des Leichtbetons. In Spalte 3 ist schließlich die berechnete Tragfähigkeit wiedergegeben. In der letzten Spalte die berechnete Tragfähigkeit in Bezug auf die Referenztragfähigkeit für einen E-Modul des Normalbetons von 25.000 N/mm² (experimentell ermittelt) respektive 6.600 N/mm² für den Leichtbeton der Schalungssteine.

Die numerisch ermittelte Tragfähigkeit weicht um - 5,3 % bis + 2,3 % vom Referenzwert ab. Da auch die numerische Berechnung (durch Modellungenauigkeiten und Fehlertoleranzen in der Lösung) schon Fehlerpotential in sich birgt, kann der Einfluss des E-Moduls aus Sicht des Autors als vernachlässigbar gering angesehen werden.

Tab. 5-2 Einfluss des E-Moduls auf die Finite Elemente Ergebnisse

Normalbeton	Leichtbeton	Tragfähigkeit F	F / F _{Ref}
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[-]
20000	5280	253	0,955
"	5940	256	0,966
"	6600	262	0,989
"	7260	266	1,004
"	7920	271	1,023
22500	5280	252	0,951
"	5940	257	0,970
"	6600	261	0,985
"	7260	265	1,000
"	7920	270	1,019
25000	5280	251	0,947
"	5940	256	0,966
"	6600	265	1,000
"	7260	266	1,004
"	7920	270	1,019
27500	5280	251	0,947
"	5940	256	0,966
"	6600	260	0,981
"	7260	266	1,004
"	7920	270	1,019
30000	5280	252	0,951
"	5940	257	0,970
"	6600	261	0,985
"	7260	264	0,996
"	7920	267	1,008

5.2.6 Einfluss des Reibbeiwertes

Eine weitere streuende Größe, die auf das Berechnungsergebnis einen nicht vernachlässigbaren Einfluss haben könnte, ist der Reibbeiwert zwischen den einzelnen Bestandteilen der Versuchswand und zwischen Versuchswand und Versuchseinrichtung (dem Lasteinleitungs- und Lagerungsbalken). Analog zur Variation des E-Moduls wurde auch bei Untersuchung dieses Parameters eine konstante Streckenlast verwendet.

Die Reibbeiwerte zwischen den Schalungssteinen werden in Grenzen von 0,0 bis 0,4 variiert, die Reibbeiwerte zwischen der Versucheinrichtung und der Versuchswand zwischen 0,6 und 1,0. Der Verbund zwischen Füllbeton und Schalungsstein wird als starr angenommen.

Tabelle 5-3 zeigt die Ergebnisse dieser Parametervariation.

Tab. 5-3 Einfluss der Reibkoeffizienten

Balken-Wand	Stein-Stein	Tragfähigkeit F	F / F _{Ref}
[-]	[-]	[kN]	[-]
0,6	0,0	254	0,957
"	0,1	258	0,971
"	0,2	261	0,982
"	0,3	265	0,996
"	0,4	265	0,996
0,7	0,0	255	0,960
"	0,1	260	0,978
"	0,2	261	0,982
"	0,3	264	0,993
"	0,4	265	0,996
0,8	0,0	256	0,964
"	0,1	259	0,975
"	0,2	262	0,986
"	0,3	264	0,993
"	0,4	265	1,000
0,9	0,0	257	0,968
"	0,1	260	0,978
"	0,2	262	0,986
"	0,3	265	0,996
"	0,4	266	1,004
1,0	0,0	256	0,964
"	0,1	260	0,978
"	0,2	262	0,986
"	0,3	265	1,000
"	0,4	266	1,004

Die numerisch ermittelte Tragfähigkeit weicht maximal - 4,3 % bis + 0,04 % vom Referenzwert ab. Streuungen der Reibbeiwerte haben also ebenfalls einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf das Berechnungsergebnis (solange kein Gleitversagen auftritt).

5.2.7 Einfluss des Verbundes zwischen Schalungsstein und Füllbeton

In den Versuchen war beobachtet worden, dass Verbundversagen erst zu einem sehr späten Stadium der zyklischen Versuche und lange nach Erreichen der Höchstlast auftrat. Größtenteils war der Verbund auch am Versuchsende noch intakt. Die Annahme einer starren Verbundformulierung liegt also nahe. Allerdings vermutet der Autor, dass starrer Verbund auf der einen Seite die Tragfähigkeit erhöht, auf der anderen Seite aber zu einem stärkeren Steifigkeitsabfall nach Erreichen der Höchstlast führt, indem Spannungsumlagerungen von geschädigten in ungeschädigte Bereiche durch die starre Verbindung vermindert werden.

Mangels Kenntnis realer im Versuch aufgetretener Mittelwerte für die Haftzug- und Haftscherfestigkeit werden sinnvolle, auf der sicheren Seite liegende Werte von 1,0 N/mm² (Haftzugfestigkeit) und 1,5 N/mm² (Haftscherfestigkeit) gewählt. Die Verbundeigenschaften werden dabei mit Hilfe kohäsiver Elemente („cohesive elements“) modelliert.

Abbildung 5-19 zeigt den Vergleich zwischen starrer bzw. verschieblicher Verbundmodellierung im numerischen Modell und dem realen Versuchsergebnis. Wie erwartet erreicht das Modell mit verschieblichem Verbund eine etwas geringere Höchstlast als bei Annahme starren Verbundes (272 kN zu 279 kN). Das Nachbruchverhalten wird aber deutlich gutmütiger und im Vergleich zum Versuch realistischer abgebildet als bei Annahme starren Verbundes. Es kann vermutet werden, dass die zusätzliche Berücksichtigung des zyklischen Verschiebungsverhaltens (die Versuche werden zur Rechenzeitminimierung nur monoton nachgerechnet) bei der numerischen Berechnung das Verhalten im Vergleich zum Versuch noch besser abbilden würde. Die Abweichungen bezüglich der Höchstlast sind mit 2,5 % aber so gering, dass die Annahme starren Verbundes für die weiteren Berechnungen aus Sicht des Autors gerechtfertigt erscheint.

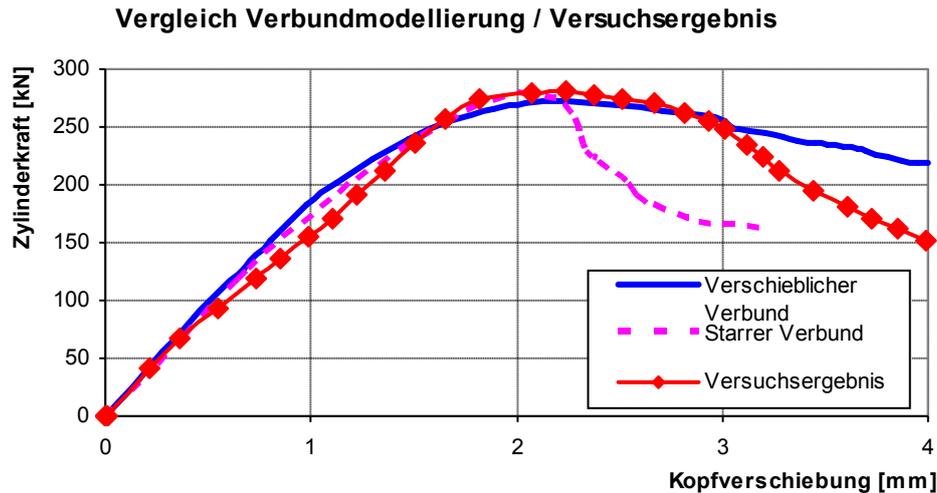


Abb. 5-19 Ergebnisvergleich unterschiedlicher Verbundmodellierungsansätze

5.3 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Kapitel wurde das verwendete Betonstoffgesetz für die nichtlineare Berechnung von unbewehrten Probekörpern aus Normalbeton umfassend verifiziert.

Für die Berechnung von haufwerksporigem Leichtbeton stehen wenige Versuchsdaten in der Literatur zur Verfügung. Zwei Gutachten und eigene Versuche zu den Materialparametern liefern aber die wichtigsten Kennwerte (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und E-Modul) und legen nahe, dass ein übliches Betonstoffgesetz zur Abbildung des realen Tragverhaltens anwendbar ist. Diese Annahme soll im nächsten Kapitel, „Eigene numerische Untersuchungen“, weitergehend verifiziert werden.

Außerdem wurde der Einfluss wichtiger Parameter (E-Modul, Reibbeiwert), die für die Versuchsnachrechnung benötigt werden, bereits untersucht. Im folgenden Kapitel „Versuchsnachrechnung“ wird das numerische Modell durch die Analyse der eigenen Großversuche abschließend verifiziert.

Damit soll dann ein umfassend verifiziertes Modell für die Durchführung der eigentlichen Parameterstudie zur Verfügung stehen, durch das ein semi-empirisches Bemessungsmodell entwickelt werden kann.

Kapitel 6

Numerische Modellierung der eigenen Experimente

In diesem Kapitel werden hauptsächlich die Versuche, die im Kapitel „Experimentelle Untersuchungen“ beschrieben wurden, mit Abaqus modelliert und nachgerechnet. Gegen Ende des Kapitels werden außerdem Tastrechnungen von anderen Versuchen des Autors dargestellt, die zur weiteren Verifizierung des numerischen Modells beitragen sollen.

Bei der numerischen Modellierung wurden folgende Annahmen getroffen:

- Die Zementmörtelschichten zwischen Versuchswand und Lagerungs- und Lasteinleitungsbalken wurden nicht explizit modelliert, da insbesondere die Haftung großen Streuungen unterliegt und vor allem bei Erdbebenbelastungen schnell zerstört wird. Stattdessen wurden in tangentialer und normaler Richtung Kontaktelemente verwendet. In tangentialer Richtung wurde ein Reibungskoeffizient von 0,6 verwendet, wie ihn DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 für glatte Fugen ansetzen
- Der Kontakt zwischen den Schalungssteinen wurde ebenfalls über Kontaktelemente realisiert. Hierbei wurde allerdings der glatteren Oberflächenbeschaffenheit der Leichtbetonschalungssteine im Bereich der Lager- und Stoßfugen durch einen Reibungskoeffizient von 0,4 Rechnung getragen
- Aufgrund der Versuchsbeobachtungen (nur teilweises Ablösen der Leichtbetonschale vom Füllbeton erst bei einer großen Anzahl von Belastungszyklen) und der rauen Oberfläche der Schalungssteininnenseiten wurde der Verbund zwischen Schalungssteinwandung und Füllbeton als starr angenommen
- Die Wärmedämmungsformteile aus Polystyrol wurden nicht modelliert, da sie im Vergleich zu Leicht- und Normalbeton nur eine verschwindend geringe Festigkeit und Steifigkeit aufweisen

Abbildung 6-1 zeigt zur Verdeutlichung auf der linken Seite das Gesamtmodell. Rot hervorgehoben sind die Leichtbetonschalungssteine, in grau dargestellt sind alle Modellbestandteile aus Normalbeton (Lasteinleitungsbalken, Lagerungsbalken und Füllbeton). Auf der rechten Seite ist nur der Füllbeton dargestellt.

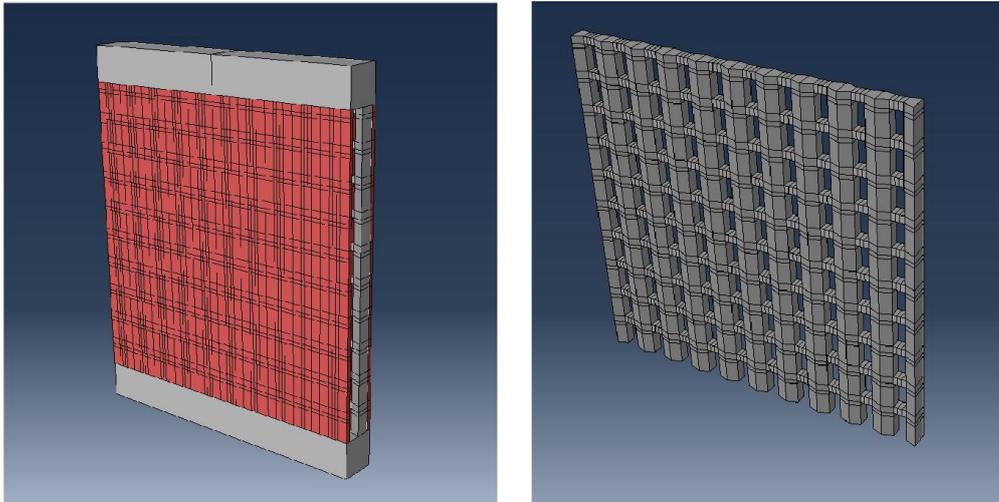


Abb. 6-1 Gesamtmodell (links) und Füllbetonkern (rechts)

Man erkennt, dass durch das Ausbetonieren der Schalungssteine ein System aus sechseckigen Einzelstützen entsteht, die durch dünne Querriegel verbunden sind, so dass insgesamt ein Rahmensystem entsteht.

Abbildung 6-2 zeigt die Geometrie der Schalungssteine:

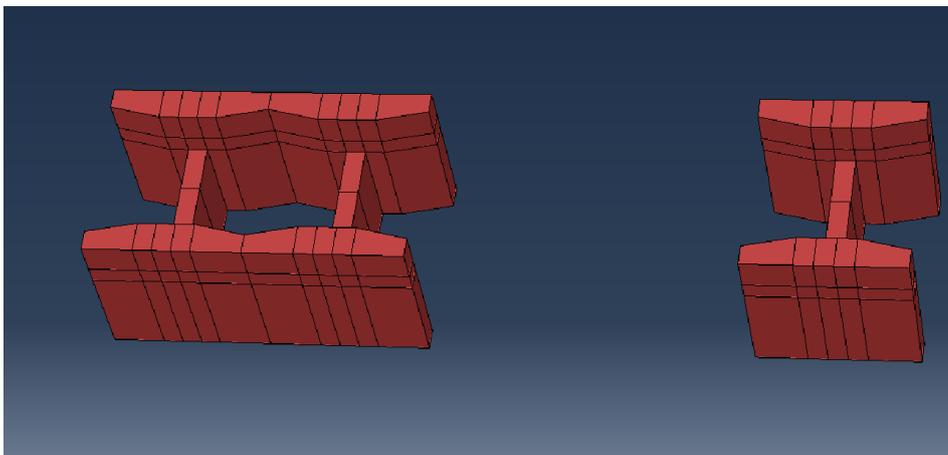


Abb. 6-2 Finite-Elemente-Modell der Schalungssteine

Auf der linken Seite ist ein Schalungsstein im Auslieferungszustand abgebildet. Rechts abgebildet ein halbierter Stein, der benötigt wird, um die einzelnen Steinreihen im Halbverband aufmauern zu können. Die geometrischen Eigenschaften wurden exakt wie in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung angegeben abgebildet.

Außerdem werden die Großversuche nur monoton nachgerechnet, da der Rechenaufwand für die zyklische Nachrechnung der Versuche zu groß und ohne wirklichen Erkenntnisgewinn wäre. Bereits bei der monotonen Berechnung mit feiner Diskretisierung stößt man aufgrund der Komplexität des Modells und der starken Nichtlinearität an die Kapazitätsgrenzen der verwendeten Rechner, da eine sehr große Anzahl an Inkrementen und Iterationen nötig und das Newton-Raphson-Verfahren hierfür sehr aufwendig ist.

Das Versagen der Wände wird vom Autor im Folgenden durch das Erreichen einer Zielverschiebung definiert, die ausreichend weit im abfallenden Ast der experimentell ermittelten Last-Verschiebungskurve liegt. Trotz der großen Nichtlinearität der Berechnungen konnte diese Zielverschiebung bei allen Berechnungen erreicht werden.

Um die Ergebnisse aus Versuch und Numerik objektiv vergleichen zu können, wurden hinsichtlich der Verschiebungen die Messwerte der induktiven Wegaufnehmer ausgewertet. Teilweise deutliche Unterschiede zu den im Kapitel „Experimentelle Untersuchungen“ wiedergegebenen Versuchskurven sind darauf zurückzuführen, dass dort die Verschiebungswerte des horizontalen Hydraulikzylinders ausgewertet wurden. Dessen Verschiebungswerte (auch „Maschinenweg“ genannt) sind für den Vergleich mit der Numerik aber weniger aussagekräftig, da sie durch Nachgiebigkeiten in der Versuchseinrichtung beeinflusst werden. Das folgende Diagramm vergleicht zur Verdeutlichung die Unterschiede in den Verschiebungen des Zylinders und des am Lasteinleitungsbalken befestigten induktiven Wegaufnehmers. Zur besseren Darstellbarkeit werden die zyklischen Versuchskurven nicht detailliert, sondern nur als Umhüllende dargestellt.

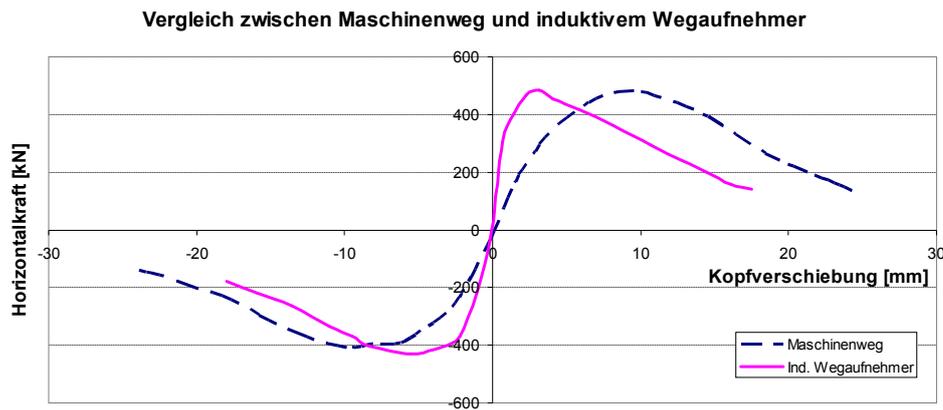


Abb. 6-3 Vergleich Verschiebung Zylinder / induktiver Wegaufnehmer bei Wand 5

Man erkennt, dass sich die Versuchswand bei Betrachtung der Verschiebungen des Hydraulikzylinders deutlich zu weich verhalten würde. So ist beispielsweise die Maximallast bei einem Maschinenweg von etwa 10 mm erreicht, wobei der induktive Wegaufnehmer nur eine Verschiebung von etwa 3 mm angibt. Da über die Wandhöhe verteilt insgesamt fünf Wegaufnehmer angebracht waren, kann eine Fehlfunktion der Wegaufnehmer ausgeschlossen werden.

6.1 Numerische Modellierung der Wandversuche

Wie im Kapitel „Eigene experimentelle Untersuchungen“ beschrieben, wurden insgesamt fünf realmaßstäbliche Wandversuche im Format 2,5 x 2,5 m² und sieben kleinformatische Wandversuche im Format 1,25 x 1,25 m² durchgeführt. Zur Verifizierung des numerischen Modells werden im Folgenden alle realmaßstäblichen Großwandversuche und ausgewählte kleinformatische Wandversuche modelliert und berechnet.

6.1.1 Wandversuch 1

Wandversuch 1 diente als Referenzversuch und wurde mit handelsüblichen Schalungssteinen aus haufwerksporigem Leichtbeton hergestellt, siehe Kapitel „Experimentelle Untersuchungen“. Die Schalungssteine wurden gemäß der Vorschriften der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung trocken und geschosshoch aufgemauert. Als Füllbeton wurde Lieferbeton eingesetzt, von dem beim Betonieren Materialproben entnommen wurden.

Folgende begleitende Materialversuche wurden für den Füllbeton durchgeführt:

- Zylinderdruckfestigkeit

- Würfeldruckfestigkeit
- Spaltzugfestigkeit
- E-Modul

Die Mittelwerte wurden als Eingangsparameter für das numerische Modell verwendet. Abbildung 6-4 zeigt einen Vergleich des Versuchs mit dem Ergebnis des numerischen Modells.

Das numerische Modell bildet Anfangssteifigkeit und Tragfähigkeit sehr gut ab. Erst ab einer horizontalen Kopfauslenkung von etwa 0,5 mm verhält sich das numerische Modell etwas steifer als in Realität. Die maximale Horizontalkraft wird aber etwa bei dem gleichen Verschiebungsniveau erreicht. Diese geringen Abweichungen können aber einfach durch Unterschiede in den Randbedingungen zwischen Modell und Versuch verursacht werden. Schon leichte Unterschiede in den Fugenparametern (Haftung, Reibung) können solch geringe Abweichungen hervorrufen. Außerdem kann natürlich auch der Füllbeton bei leichten Maßabweichungen in die unvermörtelten Lager- und Stoßfugen der Schalungssteine laufen, wodurch diese zusätzlich miteinander verbunden werden. Eine exakte Abbildung der Versuchskurve durch die Numerik ist bei solch einem komplexen Großversuch also kaum möglich und kann nur zufällig gelingen.

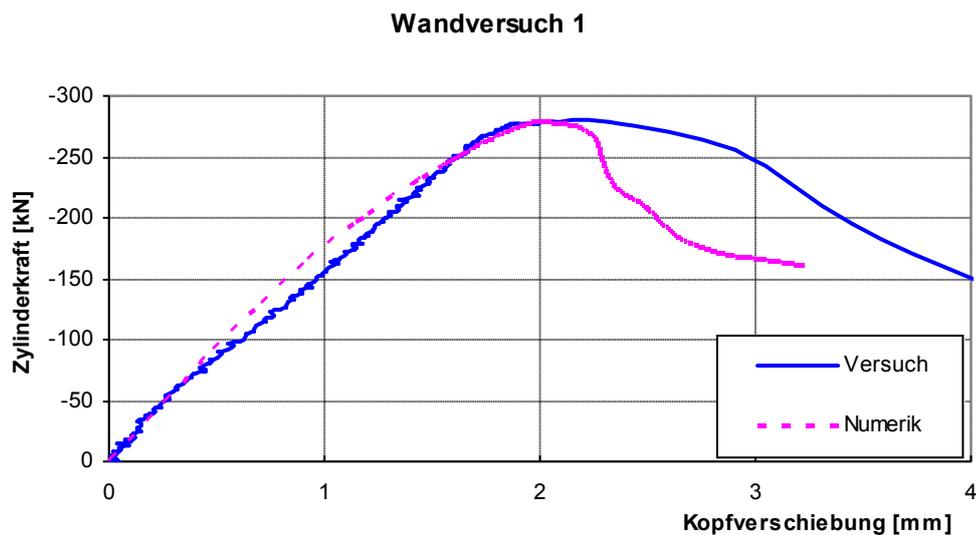


Abb. 6-4 Last-Verformungskurve von Wandversuch 1 in Versuch und Numerik

Abbildung 6-5 zeigt einen Vergleich des Bruchbildes im Versuch mit Hauptdruckspannungstrajektorien des numerischen Modells. Richtung und Ort des unter

60° geneigten Haupttrisses stimmen gut mit den Hauptdruckspannungstrajektorien der Berechnung überein.

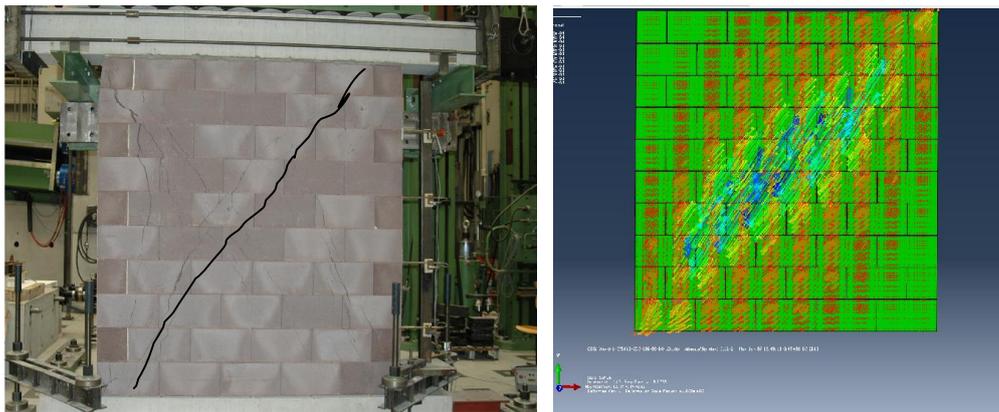


Abb. 6-5 Haupttriss im Versuch (links) und in der Berechnung (rechts)

6.1.2 Wandversuch 2

Bei Wandversuch 2 sollte die Auswirkung einer Vergrößerung des Füllbetonquerschnittes untersucht werden, wofür die Polystyrol-Stegummantelung entfernt worden war, siehe Kapitel „Experimentelle Untersuchungen“. Die Querschnittshöhe der einzelnen Füllbetonstützen stieg dadurch von 17 auf 22 cm, die der Querriegel von 5,5 auf 8,5 cm. Dementsprechend war eine deutliche Traglast- und Steifigkeitssteigerung zu erwarten.

Das folgende Diagramm vergleicht die Ergebnisse der numerischen Berechnung mit der Umhüllenden der zyklischen Versuchskurve.

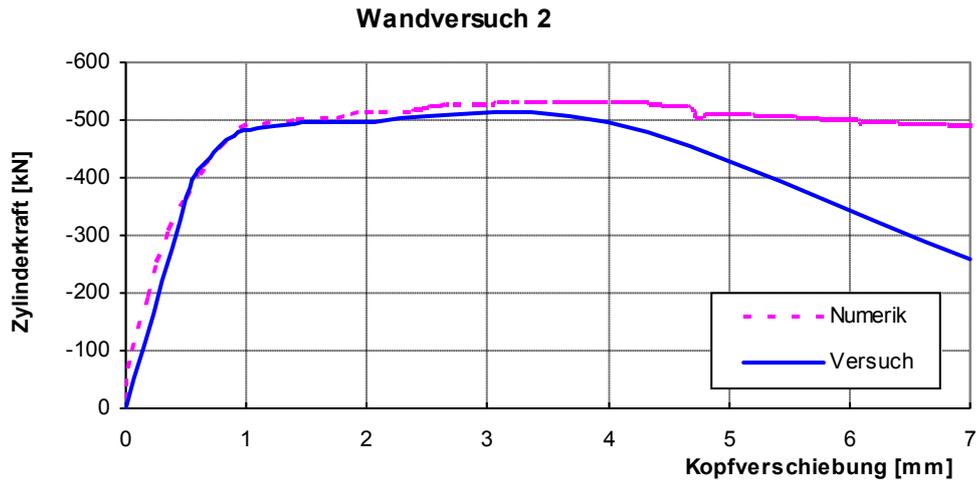


Abb. 6-6 Last-Verformungskurve von Wandversuch 2 in Versuch und Numerik

Die Anfangssteifigkeit wird erneut gut abgebildet. Auch die Traglast wird im numerischen Modell nur leicht überschätzt. Dies kann aber dadurch erklärt werden, dass die numerische Berechnung nur monoton, der reale Versuch aber zyklisch durchgeführt wurde. Laut [Tomažević 1999] sind bei monotoner Versuchsdurchführung etwa 10 % größere Traglasten zu erwarten. Das Verhalten im Nachbruchbereich weicht stärker ab. Allerdings erscheint auch diese Abweichung plausibel, da im Versuch eine große Zahl von Zyklen Wandstruktur und Verbund sukzessive extrem schädigten.

Entscheidend für diese Untersuchung ist aber die gute Abbildung der Traglast, so dass geringe Abweichungen im Nachbruchbereich weniger von Interesse sind. Eine zyklische Berechnung könnte Abhilfe schaffen, wird aufgrund des großen Rechenaufwandes aber wie erwähnt nicht angestrebt, da die Kenntnis des zyklischen Verhaltens des Wandsystems und Rückschlüsse auf die Duktilität durch die experimentellen Großversuche vorliegen.

6.1.3 Wandversuch 3

In Wandversuch 3 sollte die Auswirkung des Verbundes zwischen Schalungsstein und Füllbeton untersucht werden. Dafür wurden die Polystyrolsteckteile so zugeschnitten, dass der Füllbetonquerschnitt identisch blieb, aber komplett vom Schalungsstein entkoppelt wurde.

Die folgende Abbildung zeigt den Vergleich der Versuchskurve mit der des numerischen Modells. Für eine bessere Übersichtlichkeit wird die Umhüllende der Versuchskurve dargestellt:

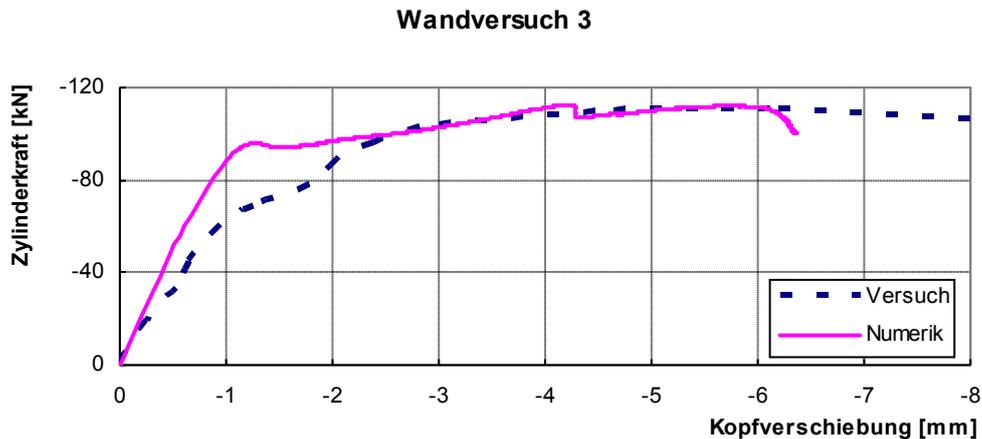


Abb. 6-7 Last-Verformungskurve von Wandversuch 3 in Versuch und Numerik

Die numerisch ermittelte Maximallast beträgt 113 kN im Vergleich zu 111 kN im Experiment und weicht damit 2 % ab. Auch das Rissbild wird gut abgebildet, wie Abbildung 6-8 verdeutlicht. Auf der linken Seite der Abbildung sieht man die Risse im Bereich der Füllbetonquerriegel nach Versuchsende. Die Schalungssteine wurden dafür in diesem Bereich nachträglich entfernt. Auf der rechten Seite sind die positiven plastischen Hauptdehnungen des numerischen Modells dargestellt. Die Risse konzentrieren sich auch hier erwartungsgemäß im Bereich der Einspannstellen der Füllbetonquerriegel in die Füllbetonstützen. Da die numerischen Berechnungen aufgrund der großen Rechenzeit nur monoton bis zum Versagen durchgeführt wurden, ist die Rissbildung nicht so weit fortgeschritten wie beim Versuch, bei dem insgesamt acht Verformungszyklen jeweils drei Mal wiederholt worden sind.

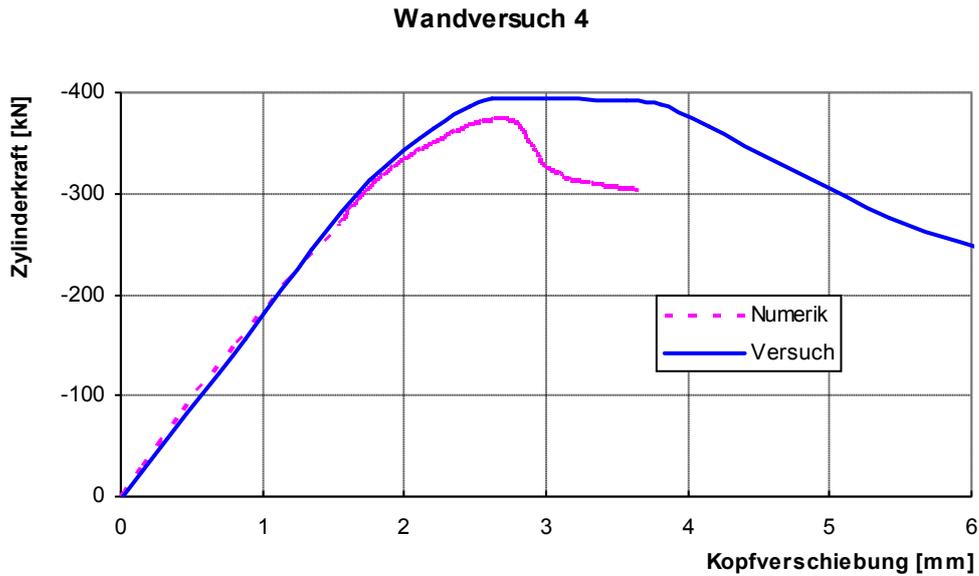


Abb. 6-9 Last-Verformungskurve von Wandversuch 4 in Versuch und Numerik

Die Versagenslast der numerischen Berechnung beträgt 373 kN im Vergleich zu 393 kN im Experiment, was einer Abweichung von 5 % entspricht. Die Anfangssteifigkeit wird sehr gut abgebildet.

Deutliche Abweichungen sind im Nachbruchverhalten zu beobachten. Eventuell könnte hier eine weitere Verfeinerung des numerischen Modells Abhilfe schaffen. So könnte zum Beispiel der verschiebliche Verbund zwischen Bewehrung und Beton berücksichtigt werden. Diese Art der Verbundmodellierung (zwischen Füllbeton und Schalungsstein) hatte in einer Voruntersuchung gezeigt, dass sich im Vergleich zur Annahme eines starren Verbundes dadurch ein deutlich duktileres Nachbruchverhalten einstellt, siehe Kapitel 5.3.7. Allerdings ergaben sich durch die Modellierung des verschieblichen Verbundes deutlich längere Rechenzeiten und vermehrte Konvergenzprobleme. Da die Bewehrung außerdem im Bemessungskonzept (siehe Kapitel „Stand des Wissens“) nur konstruktiv zur Steigerung der Duktilität herangezogen werden soll, wird das numerische Modell in dieser Hinsicht nicht weiter untersucht. Mit der sehr guten Abbildung der Traglast steht die gewünschte Information für die Parameterstudie zur Verfügung.

6.1.5 Wandversuch 5

Dieser Wandversuch wurde gegenüber Wandversuch 4 um zusätzliche Horizontalbewehrung vom Durchmesser 8 mm in jeder Steinlage (alle 25 cm) erweitert, die an den Wandenden mit einer 180°-Schlaufe um die Vertikalbewehrung herumgeführt wurde zur Erzielung einer möglichst wirksamen Verankerung. Abbildung 6-10 zeigt einen Vergleich der experimentellen und numerisch ermittelten Lastverschiebungskurve:

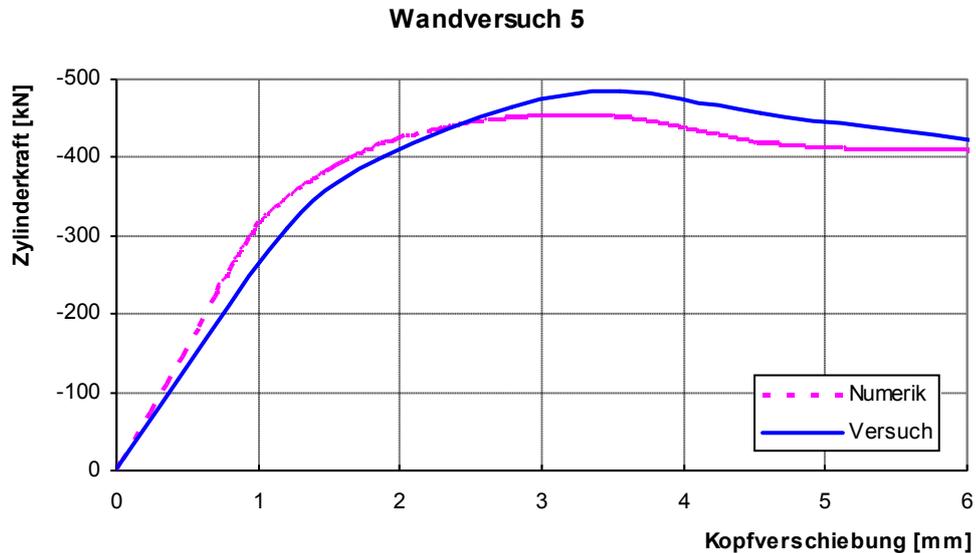


Abb. 6-10 Last-Verformungskurve von Wandversuch 5 in Versuch und Numerik

Die numerisch ermittelte Tragfähigkeit beträgt 455 kN im Vergleich zu 473 kN im Versuch und weicht damit auf der sicheren Seite liegend 4 % ab. Die zusätzlich eingeführte Horizontalbewehrung hat also zu einer erneuten Tragfähigkeitssteigerung geführt. Die Steifigkeit wird bei der numerischen Berechnung am Anfang geringfügig zu hoch abgebildet.

6.1.6 Wandversuche 6 und 7

Wandversuch 6 und 7 wurden in einem anderen Versuchsstand und mit konstanter Vertikallast ausgeführt. Außerdem waren Länge und Höhe der Wände jeweils von 2,5 m auf 1,25 m halbiert worden, siehe Kapitel „Experimentelle Untersuchungen“.

Wandversuch 6 wurde mit einer im Vergleich zu Wandversuch 1 um 50 % reduzierten vertikalen Auflast von 250 kN durchgeführt, um die beiden Versuche möglichst gut vergleichen zu können. Für Wandversuch 7 wurde die vertikale Auflast auf

400 kN erhöht, was der im Lastfall Erdbeben zu erwartenden Bemessungslast entspricht.

Abbildung 6-11 zeigt wiederum den Vergleich zwischen Numerik und der Versuchsumhüllenden:

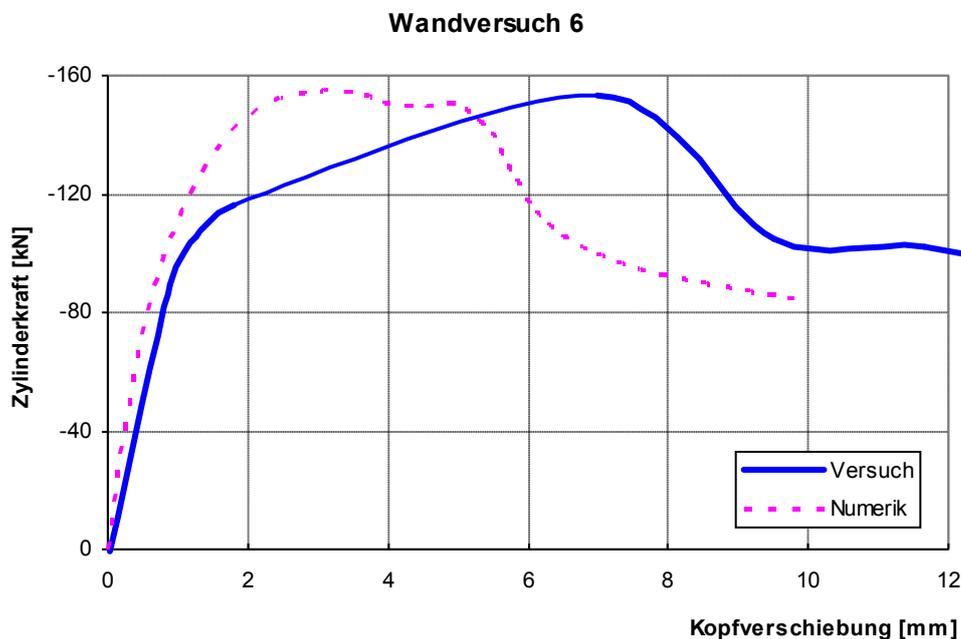


Abb. 6-11 Wandversuch 6 (mit einer konstanten Normalkraft von 250 kN)

Die Tragfähigkeit wird mit einer Abweichung von 1,3 % erneut sehr gut abgebildet. Auch die Anfangssteifigkeit im ungeschädigten Bereich wird gut abgebildet. Ab einer Horizontalkraft von 100 kN kommt es allerdings schon lange vor Erreichen der Höchstlast zu deutlichen Unterschieden im Verformungsverhalten zwischen Versuch und Numerik, die sich sowohl beim Maschinenweg als auch bei den induktiven Wegaufnehmern zeigten. Da solch ausgeprägte Abweichungen weder bei den Wandversuchen 1-5 noch in Wandversuch 7 beobachtet wurden, lässt sich dieses Verhalten vermutlich auf die bei diesem Versuch sehr große Anzahl von Verschiebungszyklen zurückführen, die frühzeitig zu einer voranschreitenden Schädigung vor allem der Fugen zwischen Wand und Versuchseinrichtung führten (die Verformungen waren bis zu einer Verschiebung von 4 mm in Schritten von 0,5 mm gesteigert worden, bis zum Erreichen der Höchstlast in 1 mm Schritten, danach in 2 mm Schritten).

Abbildung 6-12 zeigt auf der linken Seite die negativen Hauptdehnungstrajektorien des numerischen Modells, auf der rechten Seite ist das Rissbild im Versuch dargestellt (Haupttrisse hervorgehoben). Richtung und Ort der Risse stimmen gut miteinander überein.

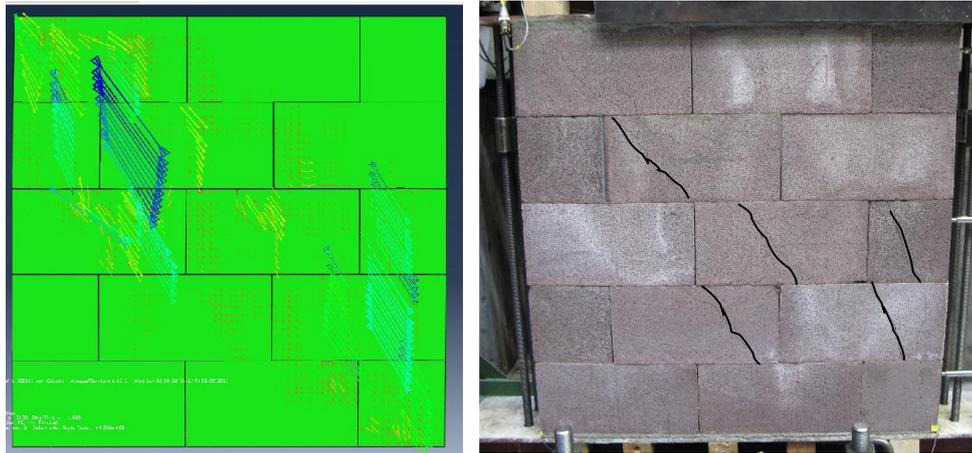


Abb. 6-12 Rissbild bei Wandversuch 6

Die folgende Abbildung vergleicht das Kraft-Verschiebungsverhalten von Wandversuch 7. Auch hier werden Tragfähigkeit und Anfangssteifigkeit sehr gut abgebildet. Bis zum Erreichen der Höchstlast stellen sich bedingt durch die monotone Nachrechnung der zyklischen Versuchskurve erwartungsgemäß wiederum Unterschiede im Verschiebungsverhalten ein, die aber deutlich schwächer ausgeprägt sind als bei Wandversuch 6. Das Nachbruchverhalten wird wiederum zufriedenstellend angenähert.

Wandversuch 7

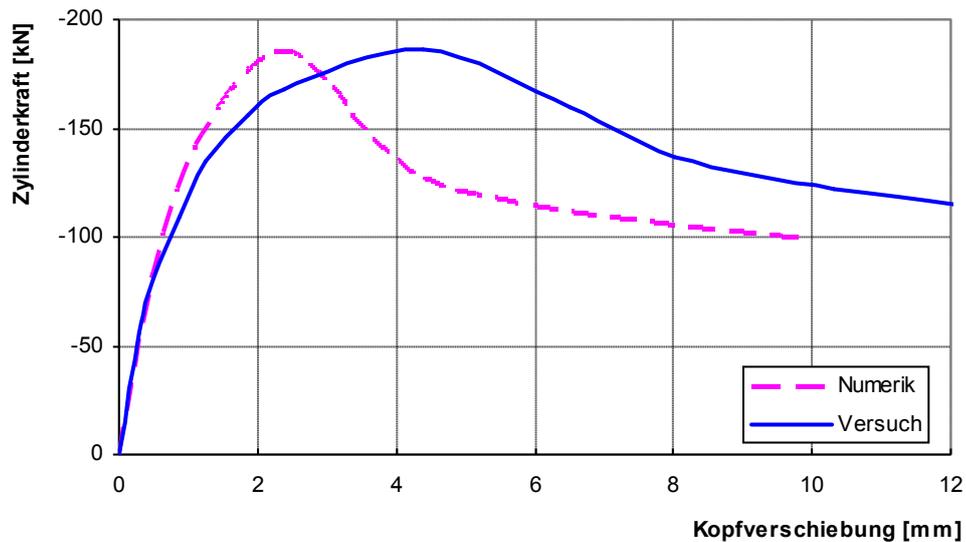


Abb. 6-13 Wandversuch 7 (mit einer konstanten Normalkraft von 400 kN)

6.1.7 Wandversuch 10

Um die Anwendbarkeit des numerischen Modells auch für die Nachrechnung biegebewehrter Versuche zu validieren, wurden die Wandversuche 10a und 10b ebenfalls numerisch untersucht. Die Traglast konnte für den Versuch mit einer Auflast von 140 kN sehr gut nachvollzogen werden und unterscheidet sich zwischen Versuch und Rechnung nur um circa 1,4 % (235 zu 238 kN).

Auch das Rissbild konnte gut abgebildet werden. So zeigt Abbildung 6-14 das Rissbild am Ende des zyklischen Wandversuches. Abbildung 6-15 zeigt im Vergleich dazu die positiven plastischen Hauptdehnungen am Ende des monotonen Zyklus der Finite-Elemente-Berechnung (dementsprechend sind die Risse nur in eine Richtung orientiert im Gegensatz zu den sich kreuzenden Rissen im Versuch). Zur besseren graphischen Darstellung sind die Bereiche, in denen die Rissdehnung des Leichtbetons von circa 0,3 ‰ überschritten wird, in grau dargestellt. Orte und Richtung der Risse stimmen gut überein, auch wenn aufgrund des implementierten verschmierten Rissmodells naturgemäß keine diskreten Risse entstehen.



Abb. 6-14 Rissbild am Ende von Wandversuch 10a

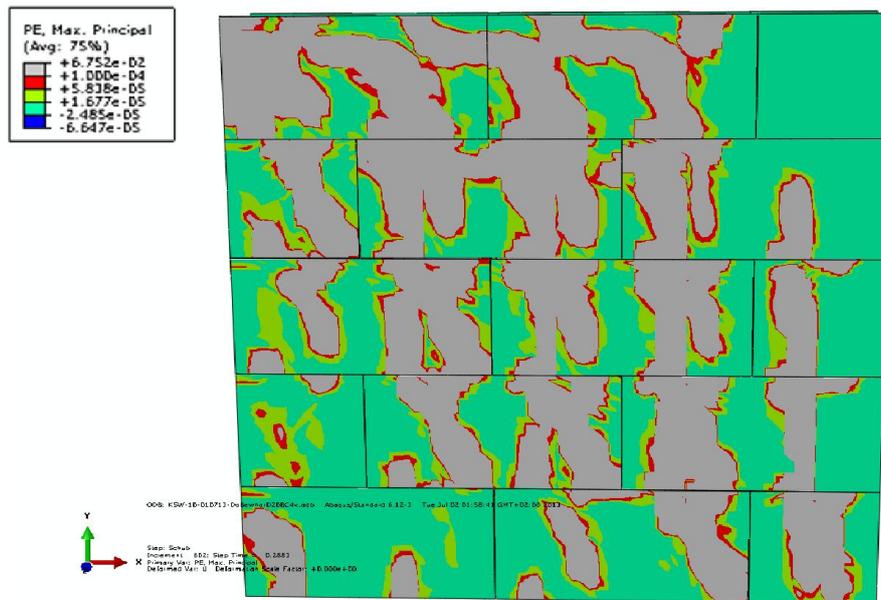


Abb. 6-15 Positive plastische Hauptdehnungen der Außenschale bei Wandversuch 10a

Eine Erhöhung der Auflast auf 400 kN analog Wandversuch 10b resultierte in einer Traglast von 285 kN. Im Versuch (Verwendung des vorgeschädigten Wandversuchskörpers aus Wandversuch 10a) waren 255 kN erreicht worden. Die Berechnung überschätzt die Traglast also um etwa 12 %. Da die Berechnung aber auf einem ungeschädigten Versuchskörper beruht, ist diese Traglastüberschätzung nicht überraschend.

Abbildung 6-16 zeigt die positiven plastischen Hauptdehnungen am Ende der Finite-Elemente-Berechnung im Bezug auf den Füllbeton (plastische Dehnungen über 0,1 % sind wiederum hellgrau eingefärbt). Leichtbetonaußenschale und Bewehrung wurden zur besseren Übersichtlichkeit ausgeblendet. Man erkennt dabei die drei Hauptursachen des Versagens:

- Biegezugversagen der Querverbindungen zwischen den einzelnen Füllbetonstützen
- Überschreiten der Zugfestigkeit in der maximal belasteten linken Füllbetonstütze
- Versagen im Bereich der konzentrierten Schubkrafteinleitung (links oben)

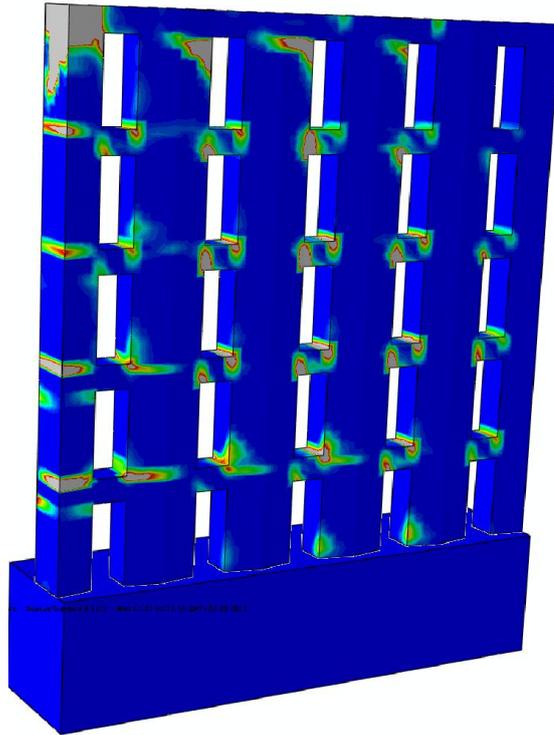


Abb. 6-16 Positive plastische Hauptdehnungen des Füllbetonkerns

6.2 Weitere eigene Versuche an Probekörpern aus Schalungssteinen

Aus anderen experimentellen Untersuchungen des Autors stehen noch weitere Versuchsdaten zur Verfügung, die hier zur Verifizierung des numerischen Modells herangezogen werden sollen. In erster Linie geht es hierbei um die korrekte Abbildung der Versagensarten und Rissbilder bei verschiedenartigen Belastungen und Geometrien. Daher wird nicht im Detail auf die Ergebnisse, sondern nur auf die hier interessierenden Gesichtspunkte eingegangen.

6.2.1 Balkenversuch 1

Außer den Schubversuchen wurden teilweise auch 4-Punkt-Biegezugversuche an bewehrten Balken (biege- und querkraftbewehrt) aus Schalungssteinen durchgeführt. Insgesamt wurden vier verschiedene Versuche durchgeführt, die sich hauptsächlich in der Bewehrungsmenge unterschieden hatten. Die Abmessungen der Balken betragen jeweils $3,5 \times 0,75 \text{ m}^2$, wie sie typisch sind für Fensterbrüstungen über Tiefgara-

geneinfahrten, wo üblicherweise, aufgrund fehlender Erfahrungen und Wissen über die Tragfähigkeit bewehrter Schalungssteine, auf Stahlbetonbalken zurückgegriffen werden muss.

Abbildung 6-17 zeigt das mittlere Drittel des Balkens kurz vor dem duktilen Biegeversagen:



Abb. 6-17 Biegerisse im mittleren Drittel des Balkens

Deutlich sichtbar sind die Biegerisse im Abstand von 15 bis 25 cm, die sich weit zum oberen Querschnittsrand fortgepflanzt haben. Das endgültige Versagen trat bei einer Vertikalverschiebung von circa 11 cm ($\sim 1/30$) ein. Abbildung 6-18 zeigt das Rissbild des numerischen Modells:

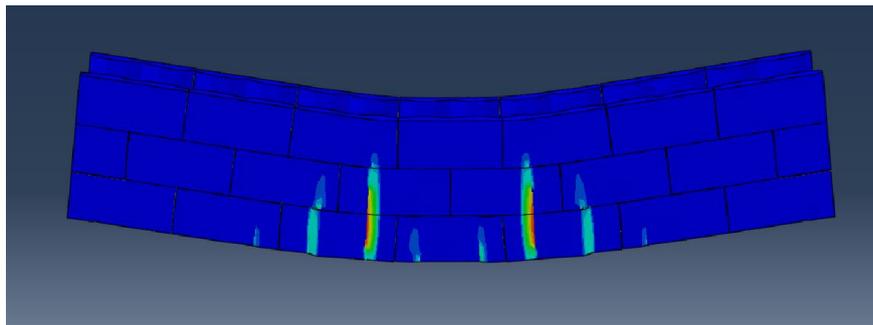


Abb. 6.18 Verformungen (50-fach überhöht dargestellt) und plastische Hauptdehnungen des numerischen Modells beim Versagen

Man erkennt, dass Rissbild und Rissabstand im numerischen Modell sehr zutreffend wiedergegeben werden (die Tragfähigkeit wird ebenfalls sehr gut abgebildet).

Abbildung 6-19 vergleicht die unterschiedlichen Rissverläufe zwischen Füllbeton und Schalungsstein. Auch diese spezielle Charakteristik des Rissbildes bildet das numerische Modell gut ab.

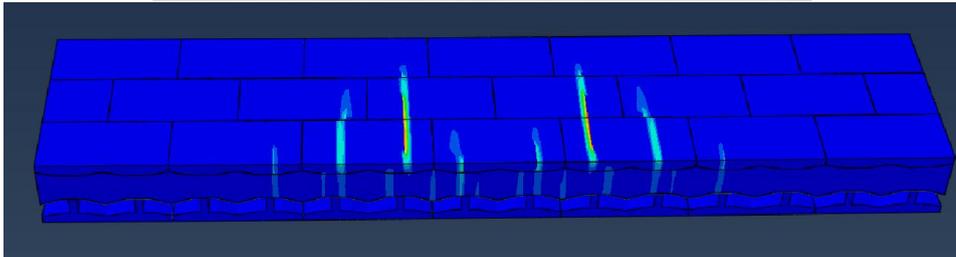


Abb. 6-19 Rissbild von Balkenversuch 1

Kapitel 7

Parameterstudie

Auf Basis des im vorigen Kapitel verifizierten Modells wird nun die Parameterstudie dargestellt, mit deren Hilfe abschließend ein Bemessungsmodell für die Berechnung der Horizontaltragfähigkeit der Schalungssteinwände entwickelt werden soll. Folgende Parameter werden dabei untersucht:

- Zylinderdruckfestigkeiten von 20, 25, ..., 45 und 50 N/mm²
- Vertikallasten von 10 bis 80 % der Bemessungslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bemessungskonzept für Vertikallasten basiert auf [Maurer et al. 2007])
- Verhältnis von Wandhöhe zu Wandlänge von 0,5/ 1,0 und 2,0

Die Materialeigenschaften der Schalungssteine werden nicht variiert, da sie immer aus den gleichen Ausgangsstoffen im Fertigteilwerk hergestellt werden und ständigen Qualitätskontrollen (Fremd- und Eigenüberwachung) unterliegen.

Aufgrund der Versuchsergebnisse und Erfahrungen anderer Autoren (siehe Kapitel 3) wird die Vertikal- und Horizontalbewehrung nicht für die Steigerung der Tragfähigkeit herangezogen und daher auch nicht bei der Parameterstudie weitergehend untersucht. Im späteren Bemessungskonzept wird die Bewehrung auf Basis der Versuchsergebnisse lediglich zur Sicherung bestimmter Duktilitätsfaktoren herangezogen.

Für die Parameterstudie musste das Modell der Schalungssteinwände geringfügig modifiziert werden, da die Decken im realen Gebäude nicht wie im Versuch vollflächig auf den Wänden aufliegen, sondern nur im vorderen Bereich der Wände, so dass die äußere Leichtbetonschale nicht direkt durch die Decken belastet wird. Ebenso lagern die Wände nur im Bereich des Füllbetons und der inneren Leichtbeton-Schale auf den Decken auf. Abbildung 7-1 zeigt zur Verdeutlichung die Geometrie des in der Parameterstudie verwendeten Modells. Der Füllbeton ist dabei dunkelgrau dargestellt, die Stahlbetondecken (die nur ausschnittsweise modelliert werden) in hellgrau. Die Schalungssteine selbst sind in rot dargestellt.

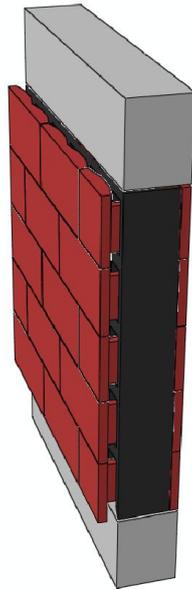


Abb. 7-1 Geometrisches Modell der (kleinen) Wandversuche

Vor Beginn der eigentlichen Parameterstudie wurde noch untersucht, inwieweit das Ergebnis von der Normalkraftbelastung abhängig ist (d.h. ob die Vertikallasten zentrisch oder exzentrisch in Bezug auf den Steifigkeitsmittelpunkt in die Wand eingeleitet werden). Die maximal zulässige Exzentrizität der Normalkraft beträgt laut abZ $e = 1/3$. Hierfür wurden Tastrechnungen an verschiedenen Schalungssteintypen und unter unterschiedlichen Ausnutzungsgraden der Vertikalbelastung durchgeführt. Die Abweichungen zwischen zentrischer (d.h. $e = 0$) und exzentrischer Vertikallasteinleitung (d.h. $e = 1/3$) betrug maximal 3 %. Diese Abweichung ist im Rahmen der Rechengenauigkeit der Finite-Elemente-Methode zwar vernachlässigbar gering, die Exzentrizität der Vertikallasteinleitung wird im Folgenden auf der sicheren Seite liegend trotzdem mit dem Maximalwert von $e = 1/3$ angesetzt.

Des Weiteren werden die Randbedingungen der Wände so abgebildet, dass als Versagensmodus Schubversagen sozusagen provoziert wird. Dies geschieht wie bei den großformatigen Wandversuchen dadurch, dass die Vertikalkraft in Abhängigkeit der Horizontalkraft so gesteuert wird, dass ein gegendrehendes Moment erzeugt wird. Andernfalls würde bei geringen Auflasten ein Kippen der Wände, bei hohen Lasten ein Druckversagen in den Wandecken auftreten. Diese beiden Versagensarten sollen im Bemessungskonzept aber durch einfache analytische Berechnungen nachgewiesen werden.

Die Berechnungen werden für den Referenzschalungsstein TS 30/11.5 unter Variation obiger Parameter durchgeführt. Auf Basis der Ergebnisse wird eine Berechnungsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit abgeleitet. Die Gültigkeit dieser Berechnungsgleichung für andere Schalungssteintypen des untersuchten Herstellers wird abschließend durch weitere Tastrechnungen verifiziert.

7.1 Ergebnisse der Parameterstudie für den Referenzschalungsstein

Die Parameterstudie wird als Referenz analog zu den experimentellen Untersuchungen ebenfalls mit dem am meisten verwendeten Thermoschall-Schalungsstein TS 30/11.5 und einem Wandhöhen- zu Wandlängenverhältnis von 1,0 (2,5 m / 2,5 m) durchgeführt. Die Betongüte wird dabei - um aussagekräftige und eindeutige Ergebnisse zu erzielen - zwischen C20/25 und C50/60 variiert. Die Eigenschaften des haufwerksporigen Leichtbetons der Schalungssteine wurden nicht variiert, da die Zusammensetzung und Qualität des Leichtbetons im Werk sehr geringen Schwankungen unterliegt und regelmäßig im Rahmen der Fremdüberwachung kontrolliert wird. Die Leichtbetoneigenschaften werden daher analog [Wohlfahrt 2010] bzw. eigener Untersuchungen berücksichtigt.

Tabelle 7-1 enthält exemplarisch die Ergebnisse der Parameterstudie. Zur besseren Übersichtlichkeit und Verdeutlichung werden hier nur die Ergebnisse für Auflasten von etwa 20 % und 50 % der maximalen Bemessungslast im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt.

Aus den Ergebnissen der Finite Elemente Berechnungen geht hervor, dass die maximale Schubtragfähigkeit der Wände etwa proportional mit der Höhe der Auflast ($\approx 0,2 \cdot$ Auflast) ansteigt. Außerdem steigt die Schubtragfähigkeit mit der Höhe der Betonfestigkeit, allerdings nur unterproportional, etwa in Abhängigkeit der Quadratwurzel von f_{ck} . Dies steht im Einklang mit den Ergebnissen anderer Autoren an Schubwänden aus Mauerwerk oder Beton, siehe Kapitel „Stand des Wissens“.

Aus den Ergebnissen wurde folgende Berechnungsgleichung für die Schubtragfähigkeit dieser Schalungssteinwände abgeleitet:

$$H_{calc} = \beta \cdot 0,2 \cdot l \cdot \left[A_n \cdot \sqrt{f_{cm}} + n \right] \quad [MN] \quad (7-1)$$

mit: β Korrekturbeiwert für die Wandgeometrie

$$= 0,6 \text{ für } \frac{h}{l} \geq 2,0$$

$$= 1,0 \text{ für } \frac{h}{l} = 1,0$$

$$= 1,5 \text{ für } \frac{h}{l} \leq 0,5$$

Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

l Wandlänge, in [m]

A_n Kernfläche laut Anlage 26 der abZ, in [m²/m]

f_{cm} Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit, in [MN/m²]

n Normalkraftbelastung, in [MN/m]

Die Auswertung der Berechnungsgleichung findet sich in Tabelle 7-1, Spalte 4. Der Vorfaktor von 0,2 wurde dabei so gewählt, dass das Ergebnis der Berechnungsgleichung für die laut der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung verwendbaren Betonfestigkeiten C20/25 bis C30/37 auf der sicheren Seite liegt, d.h. $H_{FEM} / H_{calc} \leq 1,0$ (Abweichungen zwischen +2,3 % und +18,1 %). Mit steigender Auflast und Betonfestigkeit werden die Ergebnisse der Berechnungsgleichung zwar etwas ungenauer, sind aber im Rahmen üblicher Modellungenauigkeiten immer noch als sehr gut zu bezeichnen.

Tab. 7-1 Ergebnisse für TS 30/11,5 und $h/l = 1,0$

Auflast	Betonfestigkeit	H_{FEM}	H_{calc}	H_{FEM} / H_{calc}
[kN/m]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[-]
107	20	232	197	1,181
107	25	243	213	1,139
107	30	248	229	1,085
107	35	251	243	1,034
107	40	260	256	1,016
107	45	268	268	1,000
107	50	275	280	0,983
178	20	272	232	1,172
178	25	278	249	1,116
178	30	283	264	1,071
178	35	286	278	1,028
178	40	280	291	0,961
178	45	286	304	0,942
178	50	291	315	0,923
249	20	302	268	1,128
249	25	306	285	1,076
249	30	311	300	1,037
249	35	316	314	1,007
249	40	318	327	0,973
249	45	324	339	0,955
249	50	328	351	0,935
285	20	314	286	1,100
285	25	321	303	1,061
285	30	325	318	1,023
285	35	326	332	0,982
285	40	328	345	0,951
285	45	337	357	0,944
285	50	340	369	0,922

Obige Berechnungen wurden analog für Wandhöhen- zu Wandlängenverhältnisse h/l von 0,5 ($h = 2,5$ m, $l = 5,0$ m) und 2,0 ($h = 2,5$ m, $l = 1,25$ m) durchgeführt. Hierbei zeigte sich, dass ein Korrekturbeiwert für die Wandgeometrie (β) notwendig ist. Ähnliche Korrekturbeiwerte zur Berücksichtigung der Wandgeometrie finden sich zum Beispiel auch in der neuseeländischen Mauerwerksnorm NZS 4230:2004 (Tabelle 7-3 enthält weitere Ergebnisse für $h/l = 0,5$ und 2,0).

In Tabelle 7-2 ist die Berechnungsgleichung (H_{calc}) für die zwölf durchgeführten Wandversuche ausgewertet. Die letzte Spalte vergleicht das Versuchsergebnis (H_{Exp}) mit dem Berechnungsergebnis (H_{calc}):

Tab. 7-2 Auswertung der Berechnungsgleichung für die Wandversuche

Wand	N	h	l	f_{cm}	A_n	H_{Exp}	H_{calc}	$H_{\text{Exp}} / H_{\text{calc}}$
	[kN]	[m]	[m]	[N/mm ²]	[m ² /m]	[kN]	[kN]	[-]
1	490	2,5	2,5	25,0	0,0640	279	258	1,081
2	887	2,5	2,5	34,5	0,0789	540	409	1,320
3	400	2,5	2,5	37,1	0,0640	111	275	0,404
4	742	2,5	2,5	25,3	0,0640	393	309	1,270
5	923	2,5	2,5	27,8	0,0640	487	353	1,378
6	250	1,25	1,25	33,5	0,0640	153	143	1,073
7	400	1,25	1,25	36,6	0,0640	185	177	1,046
8	629	1,25	1,25	35,7	0,0640	180	221	0,813
9	629	1,25	1,25	33,8	0,0640	175	219	0,800
10a	140	1,25	1,25	37,1	0,0640	238	125	1,897
10b	400	1,25	1,25	37,1	0,0640	255	177	1,437
11	250	1,25	1,25	36,9	0,0640	189	147	1,284
12	250	1,25	1,25	37,4	0,0640	175	148	1,184

Das Ergebnis von Wandversuch 1, dem Referenzversuch, weicht auf der sicheren Seite liegend um 8,1 % ab. Die größten Übereinstimmungen zwischen Versuch und Berechnung weisen erwartungsgemäß die unbewehrten Wandversuche auf (Wand 1, 6 und 7), auf die die Berechnungsgleichung abgestimmt wurde und welche mit einem Normalkraftniveau belastet waren, das zum Querkraftversagen der Wände führte.

Bei Wandversuch 2 wurde die Geometrie des Referenzschalungssteins derart verändert (vergleiche Kapitel 4), dass die Kernfläche deutlich vergrößert wurde und vor allem die Höhe und Länge der Querverbindung der einzelnen Kernstützen. Dementsprechend liefert die Berechnungsgleichung hier deutlich auf der sicheren Seite liegende Werte.

Bei Wandversuch 3 wurde gezielt der Verbund zwischen Stein und Füllbeton verhindert, so dass die Berechnungsgleichung hierfür nicht sinnvoll auswertbar ist und dementsprechend die Tragfähigkeit deutlich überschätzt.

Deutliche Tragfähigkeitssteigerungen wurden durch vertikale Bewehrung erreicht (Wand 4, $H_{Exp}/H_{Calc} = 1,27$). Das meiste Tragfähigkeitssteigerungspotential wird durch die Kombination von vertikaler und horizontaler Bewehrung erreicht (Wand 5, 10a und 10b).

Bei Wandversuch 8 und 9 zeigt sich deutlich die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit (analog der Momententragfähigkeit) von der Normalkraft. Bis zu einem gewissen Niveau wirkt die Normalkraft querkrafttragfähigkeitserhöhend, danach tragfähigkeitssenkend. Dieses Niveau wurde bei diesen beiden Wandversuchen überschritten, in dem sie durch die volle Vertikallast des GZT beansprucht wurden. Beide Wände versagten daher durch Überschreiten der Normalkrafttragfähigkeit aufgrund vorangegangener Schädigung.

Ausschließlich horizontal bewehrte Wände (Wand 9 und 12) zeigen keine eindeutigen Tragfähigkeitssteigerungen im Vergleich zu unbewehrten Wänden mit ansonsten gleichen Randbedingungen (Abmessungen, Auflast, Betongüte).

Insgesamt kann man feststellen, dass die entwickelte Berechnungsgleichung die Horizontaltragfähigkeit von Wänden, die mit dem als Referenz dienenden Schalungsstein TS 30/11,5 hergestellt wurden, gut abbildet und auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert.

7.1.1 Verifizierung der Berechnungsgleichung für weitere Schalungssteintypen

Für die weitere Verifizierung der Berechnungsgleichung wurden stichprobenartig Finite-Elemente-Berechnungen mit folgenden Schalungssteinen und unterschiedlichen Wandgeometrien durchgeführt:

- Trag- und Trennwandsystemsteine TTW 17,5 (Kernfläche 0,095 m²/m) und TTW 30 (Kernfläche 0,1584 m²/m)
- Thermo-Schall-Schalungssteine TS 25/4, TS 30/4, TS 37,5/6,5 und TS 37,5/17

Die Randbedingungen (Abmessungen, Auflast) wurden dabei so gewählt, dass Schubversagen (siehe letzte Spalte in Tabelle 7-3) eintritt. Dies wurde überwiegend erreicht. Lediglich bei zwei Berechnungen trat Kippversagen bei Lasten, die deutlich über den durch Gleichung 7-1 prognostizierten Werten lag, ein. Dies war der Fall bei Schalungssteintypen, die im Vergleich zum Referenz-Schalungsstein TS 30/11,5 einen überproportional großen Füllbetonquerschnitt und vor allem eine vergrößerte Kontaktfläche zwischen Stein und Füllbeton aufwiesen. Die erhöhte Tragfähigkeit, vor allem der Trag- und Trennwandschalungssteine TTW 17,5 und TTW 30, ist also nicht überraschend, da sie keine Polystyrol-Steckteile beinhalten und daher bei allen Kontaktflächen vollflächiger Verbund zwischen Stein und Füllbeton herrscht.

Insgesamt lässt sich feststellen, dass die entwickelte Schubbemessungsgleichung für alle untersuchten Randbedingungen (Schalungssteintyp, Betonfestigkeit, Wandhöhen- zu Wandlängenverhältnis, Auflast) sehr gut mit den Finite-Elemente-Ergebnissen korreliert und auf der sicheren Seite liegende Werte liefert.

Tab. 7-3 Ergebnisse der Berechnungsgleichung für verschiedene Schalungssteintypen

Steintyp	A_n [m ² /m]	h [m]	l [m]	β [-]	f_c [N/mm ²]	n [kN/m]	H_{FEM} [kN]	H_{calc} [kN]	H_{FEM}/H_{calc} [-]	Versagensart
TS 25 / 4	0,0841	2,5	2,5	1,0	25	246	352,8	333,3	1,059	Schub
	0,0841	2,5	2,5	1,0	20	457	419,7	416,6	1,008	Schub
TS 30 / 4	0,1303	2,5	2,5	1,0	25	354	604,8	502,5	1,204	Schub
	0,1303	2,5	2,5	1,0	25	505	648,3	578,3	1,121	Schub
	0,1303	2,5	2,5	1,0	25	657	706,0	654,0	1,080	Schub
	0,1303	2,5	2,5	1,0	25	808	752,8	729,8	1,032	Schub
TS 30 / 11,5	0,064	3,5	3,5	1,0	20	110	288,6	277,4	1,041	Schub
	0,064	3,5	3,5	1,0	20	193	346,2	335,1	1,033	Schub
	0,064	3,5	3,5	1,0	20	275	399,0	392,9	1,016	Schub
	0,064	3,5	3,5	1,0	20	358	464,1	450,6	1,030	Schub
	0,064	3,5	3,5	1,0	20	440	522,9	508,4	1,029	Schub
	0,064	2,5	5	1,5	9,33	110	512,6	458,2	1,119	Schub
	0,064	2,5	5	1,5	9,33	440	978,7	953,2	1,027	Schub
	0,064	2,5	1,3	0,6	30	358	152,7	106,2	1,438	Schub
	0,064	2,5	1,3	0,6	30	440	168,2	118,6	1,418	Schub
	0,064	2,5	2,5	1,0	20	440	366,0	363,1	1,008	Schub
TS 37,5 / 6,5	0,174	2,5	2,5	1,0	25	445	799,0	657,5	1,215	Kippen
	0,174	2,5	2,5	1,0	35	826	1159,1	927,8	1,249	Schub
TS 37,5 / 17	0,0772	2,5	2,5	1,0	25	246	328,5	315,9	1,040	Schub
	0,0772	2,5	2,5	1,0	25	456	426,2	421,2	1,012	Schub
TTW 17,5	0,095	2,5	2,5	1,0	30	330	585,2	424,9	1,377	Schub
	0,095	2,5	2,5	1,0	30	428	760,3	474,3	1,603	Schub
	0,095	2,5	2,5	1,0	30	527	940,7	523,8	1,796	Schub
TTW 30	0,1584	2,5	2,5	1,0	20	877	962,8	792,6	1,215	Kippen
TTW 30	0,1584	2,5	2,5	1,0	25	1079	1580,3	935,5	1,689	Schub

Kapitel 8

Bemessungskonzept

Basierend auf den Ergebnissen der Parameterstudie, die in einer semi-empirischen Bemessungsgleichung für die Quertragfähigkeit mündete, werden in diesem Kapitel weitere Bemessungsgleichungen für folgende Versagensarten vorgeschlagen:

- Schubkraftübertragung in den Fugen zwischen Wand und Decken
- Bemessung für Biegung

8.1 Bemessung für Querkräfte

Der Nachweis ausreichender Querkrafttragfähigkeit wird anhand der im Kapitel „Parameterstudie“ entwickelten semi-empirischen Bemessungsgleichung geführt:

$$H_{Vd} = \beta \cdot 0,2 \cdot l \cdot \left[\frac{A_n}{\gamma} \cdot \sqrt{f_{ck}} + n_{Ed} \right] \quad [MN] \quad (8-1)$$

mit: β Korrekturbeiwert für die Wandgeometrie

$$= 0,6 \text{ für } \frac{h}{l} \geq 2,0$$

$$= 1,0 \text{ für } \frac{h}{l} = 1,0$$

$$= 1,5 \text{ für } \frac{h}{l} \leq 0,5$$

Zwischenwerte sind linear zu interpolieren

l Wandlänge [m]

A_n Kernfläche laut Anlage 26 der abZ [m²/m]

γ Teilsicherheitsbeiwert [-]

f_{ck} char. Zylinderdruckfestigkeit [MN/m²]

n_{Ed} Normalkraftbelastung [MN/m]

Die Parameterstudie hatte eindeutig ergeben, dass die Querkrafttragfähigkeit der Schalungssteinwände mit der Wurzel der Druckfestigkeit (respektive der Zugfestigkeit) steigt. Demzufolge bietet es sich an, durch Einführung eines Teilsicherheitsbeiwertes γ von Mittelwerten (respektive von charakteristischen Lasten) auf Bemessungslasten zu schließen. Dieser Teilsicherheitsbeiwert kann folgendermaßen berechnet werden:

$$\gamma = \sqrt{\left(\frac{\gamma_c}{\alpha_{ct,pl}}\right)} = \sqrt{\left(\frac{1,5}{0,7}\right)} = 1,464 \approx 1,5 \quad [-] \quad (8-2)$$

Dabei empfiehlt der Verfasser, für den Querkraftnachweis den Abminderungsbeiwert für unbewehrten Beton $\alpha_{ct,pl} = 0,7$ gemäß [DIN EN 1992-1-1] anzusetzen, auch wenn dieser unter anderem eine Abminderung für Langzeiteinwirkungen beinhaltet, wohingegen die Einwirkungsart Erdbeben eindeutig als Kurzzeitbelastung charakterisiert werden kann. Auf eine dehnratenabhängige Erhöhung der Betonfestigkeiten sollte auf der sicheren Seite liegend ebenfalls verzichtet werden. Außerdem wird für die Berücksichtigung des Festigkeitsabfalls des Betons bei zyklischer Belastung vorgeschlagen, für den Teilsicherheitsbeiwert des Betons den Wert der ständigen Bemessungssituation von $\gamma_c = 1,5$ anzusetzen und auf eine Abminderung auf 1,3 für die außergewöhnliche Bemessungssituation zu verzichten, wie es auch die aktuell gültige deutsche Erdbebennorm (DIN 4149:2005) vorsieht.

Da es sich beim Querkraftversagen, insbesondere bei unbewehrten Wänden, um eine spröde Versagensform (d.h. Versagen ohne Vorankündigung) handelt, empfiehlt der Autor der Empfehlung von DIN 4149 zu folgen, die Bemessungsquerkraft beim Erdbebennachweis um 50 % zu erhöhen.

8.2 Bemessung für Schubkraftübertragung in Fugen

Fugenversagen war, trotz überwiegend unbewehrter Ausführung der Fugen zwischen Wand und Decken (bzw. Lasteinleitungs- und Sohlbalken), in keinem der Versuche zu beobachten. Dies lässt sich durch die vergleichsweise große Vertikallast in den Versuchen erklären. Im Sinne einer auf der sicheren Seite liegenden Bemessung ist die Schubkrafttragfähigkeit der Fugen aber zu überprüfen. Die Tragfähigkeit unbewehrter Fugen lässt sich einfach durch das Mohr-Coulomb'sche Reibungsgesetz unter Vernachlässigung der Kohäsion berechnen:

$$H_{Fu} = \mu \cdot N \quad [MN] \quad (8-3)$$

$\mu = 0,3$ Reibungsbeiwert $[-]$

N Normalkraftbelastung [MN]

Für den Reibbeiwert μ bei Kontakt von Beton zu Beton empfiehlt der Autor, sich gemäß DIN EN 1992-1-1 auf Werte für glatte Fugen ($\mu=0,6$) zu beziehen, und diese aufgrund der dynamischen Belastungsart Erdbeben um 50 % auf 0,3 abzumindern. Sollte die Tragfähigkeit der Fuge so nicht nachgewiesen werden können, ist Fugenversagen durch Fugenbewehrung auszuschließen. Die Fugenbewehrung A_s wird mit Hilfe von Gl. 6.25 aus DIN EN 1992-1-1 berechnet, die im Folgenden vereinfacht und nach der erforderlichen Fugenbewehrung A_s umgestellt wurde:

$$A_s = \frac{H - \mu \cdot N}{f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)} \stackrel{\alpha=90^\circ}{=} \frac{H - \mu \cdot N}{f_{yd} \cdot 1,2 \cdot \mu} \quad [m^2] \quad (8-4)$$

H Einwirkende Horizontalkraft [MN]

μ Reibungsbeiwert = 0,3 [-]

N Einwirkende Normalkraft [MN]

f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls [MN/m²]

α der Neigungswinkel der Verbundbewehrung $\stackrel{!}{=} 90^\circ$

8.3 Bemessung für Biegung

Bei größeren Erdbebenbelastungen, höheren Gebäuden oder geringen vertikalen Auflasten kann die Biegebelastung von Aussteifungswänden bemessungsentscheidend sein, so dass auch diese Versagensart im Bemessungskonzept berücksichtigt werden muss. Für den Nachweis bietet sich ein analytisches Vorgehen analog zum klassischen Stahlbeton- bzw. Mauerwerksbau an.

8.3.1 Biegedruckversagen bewehrter Querschnitte

Biegedruckversagen bewehrter Querschnitte kann durch Begrenzung der Druckspannung auf die Bemessungswerte der Betondruckfestigkeit $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ ausgeschlossen werden:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el}} \leq f_{cd} \quad [\text{MN}/\text{m}^2] \quad (8-5)$$

N_{Ed} Einwirkende Normalkraft (Druck positiv) [MN]

A Füllbetonkernfläche nach abZ [m^2]

M_{Ed} Einwirkendes Biegemoment [MNm]

W_{el} Elastisches Widerstandsmoment [m^3]

f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit [MN/ m^2]

Aufgrund der guten Verbundeigenschaften zwischen Beton und Schalungsstein empfiehlt der Autor bei Außenwänden zumindest die betonseitige Schalungssteinwandung beim Spannungsnachweis zu berücksichtigen.

8.3.2 Biegedruckversagen unbewehrter Querschnitte

Der Druckspannungsnachweis unbewehrter Querschnitte sollte unter der Annahme erfolgen, dass der Querschnitt keine Zugspannungen aufnehmen kann, da die Kohäsion in der Fuge zwischen Decke und Wand nicht angesetzt wird und ohnehin sehr kleine Werte annimmt. Damit kann der Druckspannungsnachweis durch den aus dem Mauerwerks- und Grundbau bekannten Nachweis der Kippsicherheit (klaffende Fuge maximal bis zum Schwerpunkt des Querschnitts) erfolgen.

Auch hier empfiehlt der Autor die Leichtbeton-Außenschale als mittragend anzusetzen.

8.3.3 Biegezugversagen bewehrter Querschnitte

Das Biegezugversagen bewehrter Querschnitte kann analog dem klassischen Stahlbeton- oder Mauerwerksbau nachgewiesen werden. Die Biegelängsbewehrung sollte zur Verhinderung des Ausknickens durch horizontale Bewehrungsschlaufen umschlossen werden.

Je nach erforderlicher Bewehrungsfläche können am Wandende Schalungssteine mit größerer Betonkerndicke eingebaut werden, um Bewehr- und Betonierbarkeit sicherzustellen.

Die vertikale Biegezugbewehrung erfordert bei Schalungssteinen allerdings eine sehr sorgfältige Positionierung der Anschlussbewehrung und eine gute Kontrolle der Bauausführungsqualität.

8.3.4 Biegezugversagen unbewehrter Querschnitte

Um sprödes Versagen unbewehrter Querschnitte zu verhindern, wird empfohlen, die Exzentrizität der Normalkraft auf $e/d \leq 0,4$ zu beschränken, analog DIN EN 1992-1-1.

8.4 Auswertung des Bemessungskonzeptes für die durchgeführten Wandversuche

In Tabelle 8-1 wird die Auswertung der durch den Autor durchgeführten experimentellen Großversuche (fünf Wände mit Abmessungen $l/h = 2,5 / 2,5 \text{ m}^2$ und sieben Wände mit $l/h = 1,25 / 1,25 \text{ m}^2$) in Bezug auf die am Versuchstag gemessenen Mittelwerte der Baustoffeigenschaften, umgerechnet in Bemessungswerte dargestellt.

Die letzte Spalte der Tabelle enthält den Vergleich der im Versuch erreichten Werte ($= H_u$) zum minimalen Wert der Bemessungswerte der einzelnen Nachweisgleichungen ($= H_d$). Die Verhältniswerte H_u / H_d schwanken zwischen 1,41 und 2,56. Die ermittelten Bemessungswerte liegen also für alle Randbedingungen der Versuche auf der sicheren Seite.

Für Wandversuch 3 macht die Auswertung des Bemessungskonzeptes keinen Sinn, da für diesen Wandversuch Schalungsstein und Füllbeton komplett voneinander entkoppelt worden waren.

Weiterhin fällt auf, dass das Sicherheitsniveau der Versuche 8 und 9 am geringsten ist. Diese beiden Versuche wurden mit der höchsten Vertikallast ausgeführt, die deutlich größer gewählt wurde als im Lastfall Erdbeben zu erwarten ist. Außerdem war die Betonzugfestigkeit in diesen beiden Versuchen deutlich geringer als in den anderen Versuchen, so dass Druckversagen aufgrund Überschreitens der Querkzugfestigkeit des Betons maßgebend wurde. Bei allen anderen Versuchen liegt der Bemessungswert mindestens um den Faktor 1,5 unter den Versuchsergebnissen, wie es auch die Parameterstudie zur Querkrafttragfähigkeit ergab.

Das Bemessungskonzept hat sich auch für vertikal gering belastete Wände, die ohne vertikale Bewehrung ein Kippversagen lange vor Erreichen der Querkrafttragfähigkeit erfahren würden, als auf der sicheren Seite liegend erwiesen. So konnte durch entsprechend dimensionierte vertikale Bewehrung die Querkrafttragfähigkeit voll ausgeschöpft werden, vergleiche Wandversuch 10 (a und b).

Tab. 8-1 Auswertung des Bemessungskonzeptes für die Randbedingungen der Wandversuche (alle Lasten in [kN])

Wandversuch	Versagensarten und -lasten in Bezug auf Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten								
	Querkraft	Fuge $\mu=0,3$	Biegezug unbewehrt bewehrt		Biegedruck unbewehrt bewehrt		Minimum	Tatsächliche Versagenslast	Verhältnis H_{Exp} / H_d
1	205	147	185	-	161	-	147	279	1,90
2	332	266	335	-	280	-	266	540	2,03
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	257	411	-	362	-	264	257	393	1,53
5	293	465	-	419	-	248	248	487	1,96
6	112	75	89	-	86	-	75	153	2,04
7	144	120	143	-	118	-	118	185	1,57
8	190	189	225	-	128	-	128	180	1,41
9	188	189	225	-	119	-	119	175	1,47
10a	93	398	-	221	-	217	93	238	2,56
10b	159	476	-	298	-	179	159	255	1,60
11	137	107	175	-	254	-	107	189	1,77
12	133	102	170	-	248	-	102	175	1,72

8.5 Ansatz der Steifigkeit von Schalungssteinwänden

Eine detaillierte Modellierung der Geometrie und der nichtlinearen Materialeigenschaften von Schalungssteinwänden, in Kombination mit der nichtlinearen Berechnung, wie sie in dieser Arbeit vorgenommen wurde, ist momentan noch der Berechnung von einzelnen Wänden und der Wissenschaft vorbehalten (eine nichtlineare Berechnung dauerte teilweise bis zu vier Tage bei Verwendung von acht Prozessoren mit je 18 GB Arbeitsspeicher). Eine Modellierung von ganzen Gebäuden, wie es in der täglichen Ingenieurpraxis oft nötig ist, ist aus Zeitgründen und vor allem mangels ausreichender Rechnerkapazitäten auch heutzutage noch nicht möglich. Andererseits ist eine ausreichend genaue Berücksichtigung der Steifigkeit von Schalungssteinwänden unerlässlich für die Modellierung von Gebäuden mithilfe von baupraktischen Statikprogrammen. Zu diesem Zweck schlägt der Autor die Modellierung der Wände als homogene Normalbetonwände mit einer gemäß Anlage 26 der abZ gemittelten Wanddicke vor (beispielsweise beträgt die Kernfläche des für Außenwände verwendeten Schalungssteins TS 30/11,5 640 cm²/m, woraus sich der Ansatz einer 6,4 cm starken homogenen Wand ergibt).

Vergleichsrechnungen mit Abaqus haben gezeigt, dass diese obgleich stark vereinfachte Herangehensweise die Wirklichkeit ausreichend genau abbildet:

- Die Tragfähigkeit wird mit dieser Modellierungsannahme sehr gut angenähert
- Die Steifigkeit der homogenisierten Wand wird um circa 30 % überschätzt, so dass der Elastizitätsmodul des Normalbetons entsprechend reduziert werden sollte

8.6 Sicherstellung der Duktilität der Schalungssteinwände

Die Duktilität der Schalungssteinwände wurde mit einem in [Tomažević 1999] dargestellten Verfahren berechnet, siehe Kapitel 2.

Alle unbewehrten Versuchswände wiesen eine Duktilität von mindestens 1,5 auf. Nur vertikal bewehrte Wände erreichten Duktilitäten von mindestens 2,0. Vertikal und horizontal bewehrte Wände erreichten Duktilitäten von mindestens 2,5. Zur Sicherstellung dieser Duktilitätseigenschaften empfiehlt der Autor aufgrund der Versuchsergebnisse folgende Mindestbewehrungsdurchmesser und -abstände:

- Duktilität 2,0: vertikal $d = 16$ mm, Maximalabstand 50 cm
- Duktilität 2,5: vertikal $d = 16$ mm, Maximalabstand 50 cm und an jedem Wandende ein Bewehrungsstab. Horizontal $d = 8$ mm; Umfassen der vertikalen Bewehrungsstäbe am Wandende mit einer 180°-Schlaufe

8.7 Bemessungsbeispiel

Zur Illustration des Bemessungskonzeptes wird ein sechsgeschossiges Gebäude in Erdbebenzone 3 (Tübingen) betrachtet. Das Untergeschoss ist dabei aus Stahlbeton als starrer Kasten ausgebildet, der Treppenhaus- und Aufzugskern wird ebenfalls aus Stahlbeton hergestellt. Alle anderen tragenden Wände des Gebäudes werden aus Schalungssteinen (Außenwände $b = 37,5$ cm) errichtet. Die erforderlichen Schnittgrößen wurden mithilfe der Statiksoftware Sofistik und dem multimodalen Antwortspektrenverfahren für einen Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ ermittelt und sind [Yankov 2010] entnommen. Abbildung 8-1 (links) zeigt das Finite-Elemente-Modell des Gebäudes.

Abbildung 8-1 (rechts) enthält den Grundriss des Erdgeschosses. Die Wände 6 bis 15 sollen dabei aus Schalungssteinen hergestellt werden. Für das Bemessungsbeispiel soll exemplarisch eine schlanke (Wand Nr. 6) und eine gedrungene Wand (Nr. 10) behandelt und deren Ausführbarkeit mit einem 37,5 cm starken Schalungsstein maximaler Dämmstoffstärke untersucht werden.

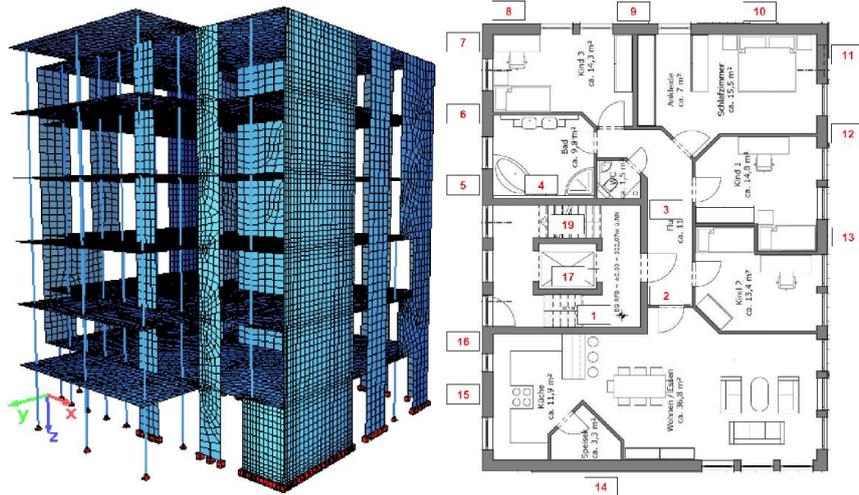


Abb. 8.1 Finite-Elemente-Modell des betrachteten Gebäudes (links) und Grundriss des Erdgeschosses (rechts) [Yankov 2010]

Tabelle 8-1 beinhaltet die geometrischen Eigenschaften der untersuchten Wände.

Tab. 8-1 Geometrische Eigenschaften der untersuchten Wände

Wand	Wandlänge	Wandhöhe	h/l	β
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]
6	1,615	2,92	1,81	0,74
10	4,385	2,92	0,67	1,33

Tabelle 8-2 fasst die Bemessungsschnittgrößen (Querkräfte DIN 4149 folgend um 50 % erhöht) zusammen:

Tab. 8-2 Bemessungsschnittgrößen der untersuchten Wände

Wand	N_{min}	N_{max}	M_{min}	M_{max}	V_{ext}
[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]
6	187,6	290,8	125,0	122,5	78,6
10	276,1	908,5	1054,0	1170,0	655,1

Tabelle 8-3 stellt schließlich die Bemessungsergebnisse dar. Beide Wänden sollten aufgrund der Kippgefährdung ($e/d > 0,4$) nicht ohne Längsbewehrung ausgeführt werden. Die erforderliche Biegelängsbewehrung ist allerdings gering. Aufgrund der geringen Normalkraft ist bei Wand Nr. 10 eine Fugenbewehrung von 22,61 cm²

erforderlich (Ø14-25). Aufgrund der geringen Querkraftbelastung kann Wand 6 mit dem wärmedämmtechnisch günstigsten 37,5 cm breiten Thermoschall-Schalungsstein (TS 37,5 / 17) ausgeführt werden. Dieser weist eine Wärmeleitfähigkeit von 0,09 W/m/K auf und erfüllt damit die Anforderungen der aktuell gültigen Energieeinsparverordnung (ENEV 2009) bereits im unverputzten Zustand. Bei Wand 10 ist aufgrund der hohen Querkraftbeanspruchung bei geringer vertikaler Auflast ein Schalungsstein TS 37,5 / 6,5 erforderlich.

Tab. 8-3 Bemessungsergebnisse der untersuchten Wände

Wand	H_{Vd}	H_{Fu}	A_{s,Fu}	v_{Ed}	σ_{max}	As,erf	Steintyp
[-]	[kN]	[kN]	[cm ²]	[-]	[N/mm ²]	cm ²	
6	89,27	56,28	0,00	0,17	5,22	1,91	TS 37,5/17
10	749,95	82,83	22,61	0,08	2,14	6,50	TS 37,5/6,5

Kapitel 9

Zusammenfassung und Ausblick

Anhand fünf realmaßstäblicher und sieben kleinformatiger Wandversuche wurde das Tragfähigkeitspotential und das zyklische Tragverhalten von mit Leichtbeton-Schalungssteinen hergestellten Außenwänden, die zur Verbesserung der Wärmedämmeigenschaften zusätzlich Polystyrol-Steckteile enthalten, untersucht. Dabei zeigte sich, dass solche Wände sowohl von der Tragfähigkeit her als auch bezüglich der Duktilitätseigenschaften in Erdbebengebieten Verwendung finden können. Bestehende Bemessungsverfahren, die sich nur auf den reinen Betonkern beziehen, waren nicht in der Lage, die Tragfähigkeiten angemessen wiederzugeben.

In den eigenen experimentellen Untersuchungen hatte sich außerdem die Erkenntnis anderer Autoren bewahrheitet, dass Horizontalbewehrung die Tragfähigkeit nicht zwingend vergrößert. Aufgrund der geringen Querschnittsabmessungen, die den Einbau von Horizontalbewehrung bei Erhaltung der Betonierbarkeit stark einschränken, wurde die Horizontalbewehrung daher nur zur Sicherung der Duktilität ange-
setzt.

Daraufhin wurde ein numerisches Modell entwickelt und mithilfe der gewonnenen Versuchsdaten verifiziert. Dadurch war es möglich weitere Parameter, die in den Versuchen nicht untersucht werden konnten, weitergehend zu analysieren. Dies waren vor allem das Wandhöhen- zu Wandlängenverhältnis, Füllbetongüte, Auflastniveau und Schalungssteintyp. Mit den gewonnenen Erkenntnissen wurde zum Abschluss der Untersuchung ein semi-empirisches Bemessungskonzept für Schalungssteinwände entwickelt.

Die Tragfähigkeit von Schalungsstein-Innenwänden - deren Füllbetonquerschnitt nicht zusätzlich durch Polystyrol-Steckteile geschwächt wird - wurde aufgrund der begrenzten Anzahl möglicher Wandversuche experimentell in dieser Untersuchung nicht betrachtet. Das entwickelte Bemessungskonzept liefert für Innenwandssysteme (Schalungssteintyp TTW) weit auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse, so dass in zukünftigen Untersuchungen dieser Schalungssteintyp genauer analysiert werden sollte. Außerdem zeichnen sich diese Schalungssteine durch eine deutlich bessere Bewehrbarkeit aufgrund weniger beengter Platzverhältnisse im Querschnitt aus, so dass der rechnerische Ansatz von Horizontalbewehrung zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit nach Meinung des Autors möglich wird.

Ein weiterer Ansatzpunkt für zukünftige Forschungsarbeiten stellt das Material der Schalungssteine selbst dar. Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse auf Schalungssteine aus Holzspanbeton, Normalbeton und vor allem Polystyrol ist im Einzelfall zu überprüfen, da der Schalungsstein an sich einen nicht vernachlässigbaren Anteil der Kräfte abträgt.

Insbesondere die Verbundeigenschaften zwischen Stein und Füllbeton, die bei dem in dieser Untersuchung verwendeten Schalungsstein aus haufwerksporigem Leichtbeton sehr positive Eigenschaften aufwiesen, sollten bei Verwendung von Polystyrol und Holzspanbeton, aber auch Leicht- und Normalbeton mit geschlossenem Gefüge, näher untersucht werden. Gerade hinsichtlich numerischer Berechnungen dürfte der Ansatz idealen Verbundes bei diesen Werkstoffen nicht mehr gerechtfertigt sein.

Die geometrisch und materiell nichtlinearen numerischen Berechnungen von Schalungssteinwänden wurden in dieser Untersuchung nur monoton durchgeführt. Auch hier könnte in zukünftigen Forschungsarbeiten angesetzt werden, indem in den Berechnungen das zyklische Materialverhalten berücksichtigt wird.

Literatur

[Abaqus]

ABAQUS: Analysis User's Manual 6.12, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2012

[Arrea et al. 1982]

ARREA, M., INGRAFFEA, A.R.: Mixed-Mode Crack Propagation in Mortar and Concrete, Report No. 81-13, Dept. of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, N.Y., 1982

[AS 3700-1998]

AS 3700-1998: Masonry Structures, Standards Association of Australia, Homebush, NSW, Australia, 1998

[Bachmann 2002]

BACHMANN, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser Verlag, 2002

[Bažant et al. 1983]

BAŽANT, Z. P., OH, B. H.: Crack Band Theory for Fracture Of Concrete Materials and Structures 16, (1983), p. 155-177, 1983

[Bažant et al. 1984]

BAŽANT, Z. P., PLANAS, J.: Fracture and Size effects in Concrete and other quasibrittle Materials, CRC Press. Boca Raton, 1984

[BGR]

http://www.seismologie.bgr.de/cgi-bin/eisy_test_iframe.pl?begin_date=19680101&end_date=20130904&min_lat=&max_lat=&min_lon=&max_lon=&min_mag=4.0&max_mag=&submit=Erzeuge+Liste+und+Karte, abgerufen am 5. September 2013

[Brameshuber et al. 2008]

BRAMESHUBER, W., ZILCH, K.: DISWall - Entwicklung innovativer Systeme für bewehrtes Mauerwerk, Mauerwerk 12 (2008), Heft 5, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin

[Budelmann et al. 2004]

BUDELMANN, H., GUNKLER, E., HUSEMANN, U., BECKE, A.: Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AZ: 6-5.4-02.18 / II 13 - 800102-18, Institut für Baustoffe Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Fraunhofer IRB Verlag, 2004

[DIN EN 1992-1-1 2010]

DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Januar 2011, Berlin, 2011

[DIN 4149-2005]

DIN 4149-2005: Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe April 2005, Berlin, 2005

[Ganz et al. 1984]

GANZ, H., THÜRLIMANN, B.: Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft, Bericht Nr. 7502-4, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Mai 1984, Birkhäuser Verlag Basel

[Grübl et al. 2001]

GRÜBL, P., WEIGLER, H., KARL, S.: Beton: Arten, Herstellung, Eigenschaften, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001

[Hachisu 1980]

HACHISU, S.: Experimental Study on Reinforced Concrete Block Structures, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1980

[Hidalgo et al 1978]

HIDALGO, P. A., MAYES, R. L., MCNIVEN, R. W., CLOUGH, R. W.: Cyclic Shear Tests of Masonry Single Piers, Volume 1, Height to Width Ratio of 2, Report No. EERC 78-27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1978

[Hidalgo et al. 1979]

HIDALGO, P. A., MAYES, R. L., MCNIVEN, R. W., CLOUGH, R. W.: Cyclic Loading Tests of Masonry Single Piers, Volume 2, Height to Width Ratio of 2.0, Report No. UCB/EERC-79/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, May 1979

Hillerborg et al. 1976]

HILLERBORG, A., MODEER, M., PETERSSON, P. E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, vol. 6, pp. 773-782, 1976

[Hiraishi 1985]

HIRAISHI, H.: Flexural Behavior of Reinforced Masonry Walls, First Meeting of the U.S.-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research, Tokio, Japan, 1985

[Holberg et al. 2002]

HOLBERG, A. M., HAMILTON, H. R.: Strengthening URM with GFRP Composites and Ductile Connections, Earthquake Spectra, Volume 18, No. 1, pages 63-84, February 2002, Earthquake Engineering Research Institute, 2002

[Imai 1982]

IMAI, H.: Experimental Study on Shear Walls of Fully Grouted Concrete Masonry Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1982

[Ingham et al. 2006]

INGHAM, J. M., VOON, K. C.: Experimental In-Plane Shear Strength Investigation of Reinforced Concrete Masonry Walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, March 2006

[Kaminosono et al. 1985]

Seismic Capacity of Reinforced Masonry Walls - Effect of Axial Stress, 1st Meeting of Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research (JTCCMAR), U.S.-Japan Coordinated Programme, Tokyo, Japan, Aug. 26-27, 1985

[Knödler 1999]

KNÖDLER, F.: Zulassungsuntersuchungen zur Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Mauersteinen der Wandbauart "Giso-Thermo-Plansteine", Untersuchungsbericht 13-16950/6/Kn/H, Forschungs- und Materialprüfanstalt, Otto-Graf-Institut, Stuttgart, 1999

[Kupfer 1973]

KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 229, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - München - Düsseldorf, 1973

[Kupfer et al. 1969]

KUPFER, H., HILSDORF, H.K., RÜSCH, H.: Behaviour of Concrete under biaxial Stresses, ACI Vol. 66 (1969), p. 656-666, 1969

[Latte 2010]

LATTE, S.: Zur Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, Dissertation, Institut für Massivbau, TU Hamburg-Harburg, 2010

[Lee et al. 1998]

LEE, J., FENVES, G.L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, Journal of Engineering Mechanics, vol. 124, no. 8, pp. 882-900, 1998

[Lubliner et al. 1989]

LUBLINER, J., OLIVER, J., OLLER, S., ONATE, E.: A Plastic-Damage Model for Concrete, International Journal of Solids and Structures, vol. 25, pp. 299-329, 1989

- [Makunza 2001]
MAKUNZA, J.K.: Bemessungskonzept für Stahlbeton-Lochwände, Doktorarbeit, Fakultät Bauwesen, Universität Dortmund, 2001
- [Mann et al. 1978]
MANN, W., MÜLLER, H. : Schubtragfähigkeit von Mauerwerk; Ernst & Sohn Verlag; Vol. 3; Mauerwerk-Kalender; S. 35- 65; 1978
- [Mark 2006]
MARK, P. : Zweiachsig durch Biegung und Querkraft beanspruchte Stahlbetonträger, Habilitationsschrift RWTH Aachen, Shaker Verlag, 2006
- [Matsumura 1987]
MATSUMURA, A.: Shear Strength of Reinforced Hollow Unit Masonry Walls, 4th North American Masonry Conference, Volume 2, No. 50, 1987
- [Matsumura 1983]
MATSUMURA, A.: Effect of Height-to-Length Ratio on Shear Strength in Reinforced Filled Cell Concrete Masonry Loadbearing Walls, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 1983
- [Matsumura 1984]
MATSUMURA, A.: Shear Strength of Reinforced Masonry Walls, Part 1-5, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ, 1978, 1980-1982, 1984
- [Maurer et al. 2007]
MAURER, R., BÄATJER, G., KIZILTAN, H.: Gutachtliche Stellungnahme zur Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für Gisoton-Schalungssteinwände auf der Grundlage von DIN 1045-1:2001-07, Gutachtliche Stellungnahme, Universität Dortmund, Fakultät Bauwesen, Lehrstuhl für Betonbau, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer, 2007
- [Mayes et al. 1976a]
MAYES, L. M., YUTARO, O., CLOUGH, R. W.: Cyclic Shear Tests of Masonry Piers, Volume 1, Test Results, Report No. EERC 76-8, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976

[Mayes et al. 1976b]

MAYES, L. M., YUTARO, O., CLOUGH, R. W.: Cyclic Shear Tests of Masonry Piers, Volume 2, Analysis of Test Results, Report No. EERC 76-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976

[Model Code 2010]

Model Code 2010: fib bulletin 55, First Complete Draft, Volume 1, federation internationale du béton, Lausanne, March 2010

[Münich 2011]

MÜNICH, J.C.: Hybride Multidirektionaltextilien zur Erdbebenverstärkung von Mauerwerk, Experimentelle und numerische Untersuchungen mittels eines erweiterten Makromodells, Dissertation, Universität Karlsruhe, 2011

[NEHRP 1997]

NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM 1997: Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part-1 Provisions, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., U.S.A, 1997

[NISEE a]

<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Image/K0226>, abgerufen am 30. Juli 2013

[NISEE b]

http://nisee.berkeley.edu/jpg/6257_3021_0662/IMG0102.jpg, abgerufen am 30. Juli 2013

[NISEE c]

<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Image/NR391>, abgerufen am 30. Juli 2013

[NZS 4230:2004]

Design of Reinforced Concrete Masonry Structures, Standards Association of New Zealand, Wellington, 2004

[Öttes et al. 2005]

ÖTTES, A., LÖRING, S., ELSCHKE, B.: Tastversuche an Wänden aus Planfüllziegeln unter simulierter Erdbebeneinwirkung, Mauerwerk-Kalender 2005, S. 699-713, 2005

[Paulay et al. 1992]

PAULAY, T., PRIESTLEY, M.J.N.: Seismic design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley Sons, Inc., 1992

[Petersson 1981]

PETERSSON, P.-E.: Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials, Report No. TVBM-1006, Division of Building Materials, University of Lund, Sweden, 1981

[Priestley 1977]

PRIESTLEY, M.J.N.: Seismic Resistance of Reinforced Concrete-Masonry Shear Walls with high Steel Percentages, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 1, March 1977

[Priestley et al. 1982]

PRIESTLEY, M. J. N., ELDER, D. MCG.: Cyclic Loading Tests of Slender Concrete Masonry Shear Walls, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 15, No. 1, March 1982

[RESOURCES2]

<http://resources2.news.com.au/images/2010/09/04/1225914/076098-christchurch-earthquake.jpg>, abgerufen am 30. Juli 2013

[Ricker 2009]

RICKER, M.: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten, Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen, 2009

[Schermer 2003]

SCHERMER, D.C.: Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung, Doktorarbeit, TU München, 2003

[Schickert et al. 1977]

SCHICKERT, G., WINKLER, H.: Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 277, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - München - Düsseldorf, 1977

[Schubert 2005]

SCHUBERT, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel, Mauerwerkskalender 2005, S. 127-148, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2005

[Shing et al. 1989]

SHING, P. B., NOLAND, J. L., KLAMERUS, E., SCHULLER, M.: Inelastic Behaviour of Concrete Masonry Shear Walls, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 15, pp. 2204-2225, 1989

[Shy-Wen et al. 1978]

SHY-WEN, J. C., HIDALGO, P. A., MAYES, R. L., CLOUGH, R. W., MCNIVEN, H. D.: Cyclic Loading Tests of Masonry Single Piers, Volume 3, Height to Width Ratio of 0.5, Report No. EERC 78-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1979

[Soric et al. 1987]

SORIC, S., TULIN, L. G. Bond in Reinforced Concrete Masonry, 4th North American Masonry Conference, Volume 2, No. 50, 1987

[Sveinsson et al. 1985]

SVEINSSON, B. I., MCNIVEN, H. D., SUCUOGLU, H.: Cyclic Loading Tests of Masonry Single Piers, Volume 4, Additional Tests With Height to Width Ratio of 1.0, Report No. UCB/EERC-85/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1985

[Tomažević 1999]

TOMAŽEVIČ, M.: Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Imperial College Press, London, UK, 1999

[Tomažević et al. 1996]

TOMAŽEVIČ, M., LUTMAN, M., PETKOVIC, L.: Seismic Behavior of Masonry Walls: Experimental Simulation, Journal of Structural Engineering, ASCE, September 1996, pp. 1040-1047

[UBC 1997]

Uniform Building Code: International Conference of Building Officials", Volume 2, Whittier, Kalifornien, April 1997

[Unipor]

www.unipor.de, abgerufen am 26.08.2012

[USGS]

http://gallery.usgs.gov/images/03_24_2009/hlc5FSq11Y_03_24_2009/large/IMG_3667.JPG, abgerufen am 30. Juli 2013

[Voon et al. 2001]

VOON, K.C., INGHAM, J.M.: Towards Suitable Shear Strength Provisions for inclusion in the New Zealand Masonry Design Standard, Proceedings of the 6th Australasian Masonry Conference, Adelaide, South Australia, pp. 393-402, 2003

[Voon et al. 2003]

VOON, K.C., INGHAM, J.M.: Shear Strength of Concrete Masonry Walls, School of Engineering Report No. 611, University of Auckland, New Zealand, 2003

[Voon 2007]

VOON, K.C.: In-Plane Seismic Design of Concrete Masonry Structures
PHD Thesis, University of Auckland, 2007

[Wallner 2008]

WALLNER, C.: Erdbeibengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faser-verbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen, Dissertation, Universität Karlsruhe, 2008

[Wohlfahrt 2006]

WOHLFAHRT, R.: Versuche zur Bestimmung der Biegebruchlasten und Scherbruchlasten an hergestellten Schalungssteinen, Prüfungsbericht-Nr. 05250-1, Prof. Dr.-Ing. Rolf Wohlfahrt, Öffentliche Baustoffprüfstelle, Hochschule Biberach, 2006

[Wohlfahrt 2008a]

WOHLFAHRT, R.: Charakteristische Druckfestigkeit von Leichtbetonsteinen, Gutachten, Auftragsnummer 20266, Prof. Dr.-Ing. Rolf Wohlfahrt, Öffentliche Baustoffprüfstelle, Hochschule Biberach, 2008

[Wohlfahrt 2008b]

WOHLFAHRT, R.: Charakteristische Druckfestigkeit von Leichtbetonsteinen, Gutachten, Auftragsnummer 20270, Prof. Dr.-Ing. Rolf Wohlfahrt, Öffentliche Baustoffprüfstelle, Hochschule Biberach, 2008

[Wohlfahrt 2010]

WOHLFAHRT, R.: Versuche mit Thermoschall – Halbschalen, Gutachen, Prof. H. Wohlfahrt, Öffentliche Baustoffprüfstelle, Hochschule Biberach, Auftragsnummer 20343

[Woodward et al. 1985a]

WOODWARD, K., RANKIN, F.: , Influence of Block and Mortar Strength on Shear Resistance of Concrete Block Masonry Walls, NBSIR 85-3143, National Bureau of Standards, Gaithersbourg, MD, 1985

[Woodward et al. 1985b]

WOODWARD, K., RANKIN, F.: Influence of Aspect Ratio on Shear Resistance of Concrete Block Masonry Walls, NBSIR 84-2993, National Bureau of Standards, Gaithersbourg, MD, 1985

[Yankov 2010]

YANKOV, G.: Untersuchung der Aussteifung mit Leichtbeton-Schalungssteinen im Lastfall Erdbeben, Diplomarbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abt. Massivbau, Universität Karlsruhe, 2010