

Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit im Rahmen des Forschungsprojekts ESECMaSE

Einleitung

Im Rahmen des EU-Forschungsprojekts ESECMaSE wurden Untersuchungen an Ziegel- und KS-Mauerwerk durchgeführt.

Nachfolgend werden die

- Schubversuche an geschosshohen Wandscheiben,
- Rütteltischversuche an Gebäudeausschnitten und die
- Großversuche an Reihenmittelhäusern

dargestellt.

Direkt vergleichbar sind die Rütteltisch-Versuche in Athen sowie die Großversuche an Reihenmittelhäusern in Ispra. Die Schubversuche an geschosshohen Wänden sind nur bedingt vergleichbar, da die Prüfstände (Ziegel überwiegend in Kassel, KS in Pavia und München) geringfügige Unterschiede aufweisen, die sich auf die Größe der Verschiebung bei Höchstlast auswirken können.

Schubversuche an geschosshohen Einzelwänden

Im Rahmen von ESECMaSE wurden unter anderem Schubversuche an 175 mm dickem Mauerwerk mit unterschiedlichen Wandlängen (Ziegel 1,1 und 2,2 m / 3 bzw. 6 Ziegel l = 373 mm; KS 1,25 und 2,5 m) sowie unterschiedlichen Auflasten durchgeführt (Ziegel 0,25 bis 1,0 N/mm²; KS 0,5 bis 2,0 N/mm²).

Für kurze Wände (l = 1,1 bzw. 1,25 m) und Auflasten von 0,5 bzw. 1,0 N/mm² ergeben sich trotz der geringeren Ziegeldruckfestigkeit keine signifikanten Unterschiede in der auf die Wandlänge bezogenen Horizontalkraft-Tragfähigkeit zwischen den untersuchten KS 20 und den optimierten HLz 12, s. Tabellen 1 und 2.

Grund hierfür ist, dass überwiegend Lagerfugenversagen und Biegedruckversagen maßgebend werden, wo die Unterschiede zwischen den beiden Steinarten gering sind.

Tabelle 1: Schubversuche an 175 mm dicken Wänden mit geringen Auflasten

Stein	Prüfstand	Wandlänge	Auflast	max H	max Δ	max H/l
		m	kN/m	kN	mm	kN/m
KS 20	Pavia	1,25	88	49	14,6	39,2
HLz 12	Kassel	1,10	86	43	15,5	39,1
HLz 12	München	1,50	77	48	17,3	32
Füllziegel	Pavia	1,50	60	47	70	32

Tabelle 2: Schubversuche an 175 mm dicken Wänden mit mittleren Auflasten (ca. 3 Geschosse)

Stein	Prüfstand	Wandlänge	Auflast	max H	max Δ	max H/l
		m	kN/m	kN	mm	kN/m
KS 20	Pavia	1,25	176	85	7,3	68
KS 20	Kassel	1,25	176	91	16	72,8
KS 20-opti	Kassel	1,25	176	86	11,5	68,8
KS 20	München	1,25	175	84	13	67,2
KS 20-opti	München	1,25	175	84	7	67,2
HLz 12	Kassel	1,10	173	70	6,8	63,6

Rütteltischversuche an zweigeschossigen Bauteilen

Die Versuche sind umfassend in [1] dokumentiert. Bild 1 zeigt einen zweigeschossigen Prüfkörper mit einer Schubwand aus Planziegeln.



Bild 1: Prüfkörper aus Plan-HLZ für die Rütteltischversuche in [1]

Zwischen den unbewehrten Varianten aus Ziegeln (Planziegel HLz12, Füllziegel PFz10) und KS ergaben sich keine signifikanten Unterschiede. Dies betrifft sowohl die aufgenommenen Lasten und aufgetretenen Verschiebungen bei der in Deutschland für die Erdbebenzone 3 anzusetzenden Bodenbeschleunigung $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ als auch die aufnehmbaren Höchstlasten und die von allen Prüfkörpern maximal aufgenommenen Bodenbeschleunigungen von $a_g = 1,6 \text{ m/s}^2$.

Alle Prüfkörper blieben bei einer Bemessungsbodenbeschleunigung von $0,8 \text{ m/s}^2$ rissfrei.

Durch eine einfache konstruktive Zusatzmaßnahme - den Einsatz je eines Stabstahls $d_s = 16 \text{ mm}$ in der äußeren Kammer einer Füllziegel-Wandscheibe - konnte sowohl die maximal aufnehmbare Horizontalkraft von rd. 35 kN auf 64 kN gesteigert werden als auch die maximal

aufgenommene Bodenbeschleunigung von $1,6 \text{ m/s}^2$ auf $2,6 \text{ m/s}^2$.

Diese positiven Ergebnisse für Füllziegel sind aber bisher in der Bemessung nicht umsetzbar, da die Zulassungen nach wie vor bei der Ermittlung der Schubtragfähigkeit den Füllbeton nicht ansetzen. Zur Zeit läuft ein AIF-Forschungsprojekt am IZF in Zusammenarbeit mit der RWTH Aachen, in dem Grundlagen für eine Überarbeitung der Zulassungen in dieser Thematik geschaffen werden sollen.

Pseudo-dynamische Großversuche an Reihemittelhäusern

Die Versuche sind umfassend in [2] dokumentiert. Untersucht wurde je ein halbes zweigeschossiges Reihemittelhaus in Ziegel- und in KS-Bauweise im Maßstab 1:1.

Bild 2 zeigt eine Ansicht des Versuchsgebäudes. Das Ziegelgebäude blieb bis zu dem Erdbeben mit einer Bodenbeschleunigung von $a_g = 1,2 \text{ m/s}^2$ bis auf einige feine Haarrisse in den Reihenhaustrennwänden weitgehend rissfrei.

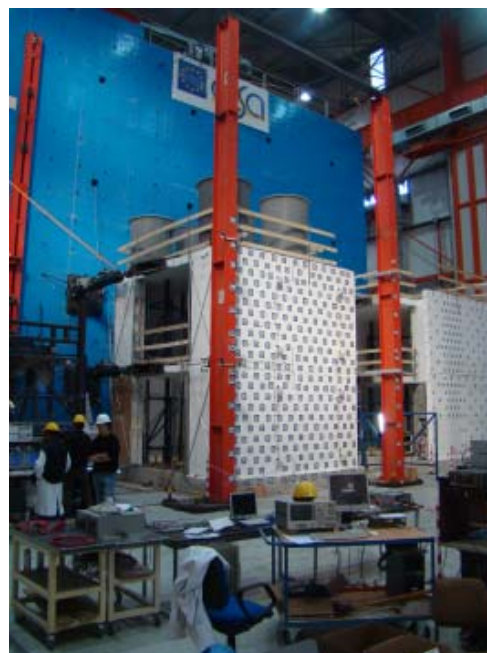


Bild 2: Versuchsgebäude in Ispra [2]

Die Rissbildung setzte bei dem Gebäude in Ziegelbauweise etwas später als in dem vergleichbaren Gebäude aus KS-Mauerwerk ein. Die aufnehmbare Maximalbeschleunigung war mit $a_g = 2,2 \text{ m/s}^2$ bei dem Ziegelgebäude etwas höher als bei dem KS-Gebäude mit $2,0 \text{ m/s}^2$.

Die maximalen Horizontalkraft-Tragfähigkeiten der beiden Gebäude lagen mit rd. 250 bis 270 kN (für ein gesamtes Reihenhaus in die schwächere Richtung ohne wesentliche Lastumlagerungsmöglichkeit) und 350 bis 370 kN (in die stärkere Richtung) etwa in der gleichen Größenordnung.

Die Prüfungen an den im Gebäude eingesetzten Einzelwänden mit der Randbedingung „Momenten-Nullpunkt in Wandmitte“ ergaben für die Ziegelkonstruktion eine rechnerische Tragfähigkeit von rd. 200 kN. Die Gesamt-Tragfähigkeit wird also selbst mit diesen günstigen Versuchsrandbedingungen immer noch erheblich unterschätzt.

Vergleich mit Bemessungsergebnissen

Eine Nachrechnung der Versuche mit der Antwortspektrenmethode nach DIN 4149 unter Berücksichtigung unterschiedlicher Berechnungsmodelle erfolgte in [3].

Mit den Formeln der DIN 1053-100 ergibt für das Ziegelgebäude bei Ansatz eines Kragarmsystems (Modell A in Bild 3) ohne Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten eine Tragfähigkeit von 73 kN. Lastumlagerungen nach DIN 1053 und auch der Ansatz eines verbesserten Berechnungsmodells (ESECMASE), das in DIN 1053-13 einfließen soll, ändern kaum etwas an diesem Wert, s. Bild 3, linke Hälfte.

Bei Annahme einer geschossweisen Normalkraftzentrierung der Erdbebenlasten am Wandkopf (Modell B) erhält man Tragfähigkeiten zwischen 105 (DIN 1053-100) und 117 kN (Entwurf DIN 1053-13).

Bei Berücksichtigung einer Volleinspannung der Wände zwischen den Geschossdecken (Modell C), die vereinfachend die nichtlinearen Effekte berücksichtigt erhält man nach dem neuen Modell der DIN 1053-13 eine rechnerische Tragfähigkeit von 240 kN, bei Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten von 170 kN.

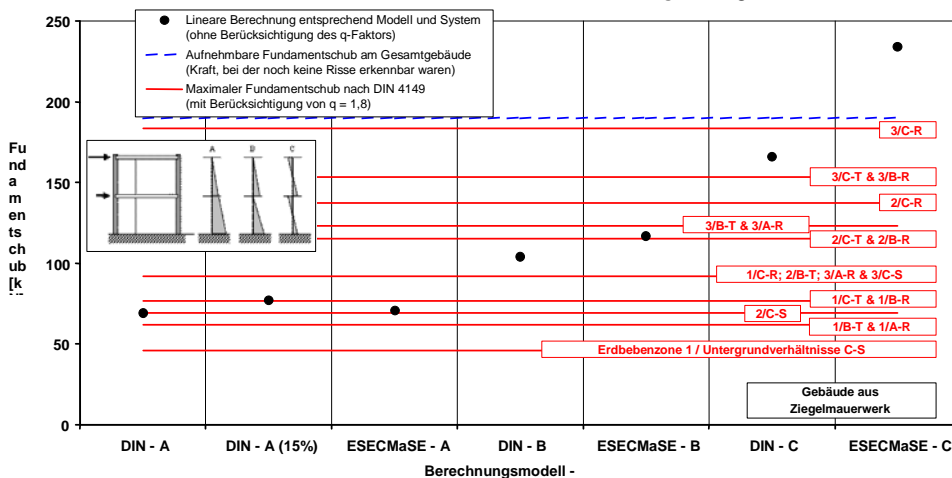


Bild 3: Rechnerische Tragfähigkeiten in Abhängigkeit von Berechnungsmodell und der Wahl des statischen Systems

Die nach der Antwortspektrenmethode mit einem Verhaltensfaktor von $q = 1,8$ ermittelte Horizontalkraft-Beanspruchung in der Erdbebenzone 3, Untergrund C-R, beträgt 183 kN. Nach der Regelung im Entwurf zum nationalen Anhang der DIN EN 1998-1, bei der bereits ab Wandgeometrien $h/l \geq 1,6$ ein Verhaltensfaktor $q = 2$ angesetzt werden kann, beträgt die anzusetzende Horizontalkraft-Beanspruchung zukünftig 165 kN.

Das untersuchte Gebäude wäre also unter der Annahme einer geschossweisen Volleinspannung der Schubwände mit den Bemessungswerten der neuen DIN 1053-13 und unter Berücksichtigung der Regelungen im nationalen Anhang zu DIN EN 1998-1 in der Erdbebenzone 3 gerade noch rechnerisch nachweisbar.

Die im Versuch vom Gesamtgebäude aufgenommene Horizontalkraft liegt mit 250 kN etwa 50% über diesen Bemessungswerten.

Für diese Gebäudekonfiguration wäre also sogar die Annahme einer geschossweisen Volleinspannung der Schubwände als vereinfachtes Gebäudemodell vertretbar. Inwieweit dies zu verallgemeinern ist, wird zurzeit im Auftrag der DGfM untersucht.

Folgerungen für den Statiker

Die Anwendung des Kragarmmodells für den rechnerischen Nachweis der Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten ist offensichtlich ungeeignet und extrem unwirtschaftlich.

Es wird empfohlen, den Schubnachweis zunächst (auf der sicheren Seite liegend) an Systemen mit der Annahme geschosshoher Kragarme mit zentrierten Normalkräften aus Erdbebenlasten aus den oberen Geschossen zu führen. Damit sind Tragfähigkeitsgewinne von rd. 50% erzielbar, die Bemessungsergebnisse liegen aber immer noch weit unter den wirklichen Tragfähigkeiten der Gebäude.

Für das betrachtete Beispiel betrüge die rechnerische Horizontalkraft-Tragfähigkeit nach diesem Modell unter Verwendung der optimierten Ansätze der DIN 1053-13 rund 83

kN. Mit der aktuellen DIN 1053-100 ergäbe sich unter Annahme des Kragarm-Modells eine Tragfähigkeit von rd. 50 kN.

Die im Versuch ermittelte Horizontallast von rd. 240 kN bedeutet in diesem Fall also eine Sicherheit gegen den Katastrophenlastfall Erdbeben von rd. 3 gegenüber dem neuen Vorschlag und von rd. 5 gegenüber den aktuellen Ansätzen. Gegenüber dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Aufreten erster Risse) ist mit dem neuen Ansatz rechnerisch eine Sicherheit von rd. 2 vorhanden. Die mit diesem zwar deutlich verbesserten, aber immer noch sehr konservativen Modell ermittelten Tragfähigkeiten können also voraussichtlich mit einem zusätzlichen „Modellfaktor/Gebäudedefaktor“ von bis zu 1,5 erhöht werden. Zur Absicherung dieses Faktors läuft zur Zeit ein Forschungsprojekt an der RWTH Aachen. Eine Umsetzung in die Normung muss anschließend erfolgen.

Zusammenfassung

Bei den Schubversuchen an Wärmedämmziegeln wurden im Vergleich zur Regelbemessung erhebliche Sicherheitsreserven (Faktor 4 bis 10) ermittelt. Gleichzeitig wurde gezeigt, dass ein übliches Reihenmittelhaus aus diesen Produkten mit nichtlinearen Berechnungsverfahren nachweisbar ist und dass bei diesem Gebäude im Fall des deutschen Bemessungs-erdbebens voraussichtlich nur geringe Risschäden zu erwarten sind.

Literatur

- [1] Carydis, P. et al. ESECMaSE – Deliverable D7.2 – Shaking table tests – Contribution LEE/NTU Athens, Athen, November 2007.
- [2] Anthoine, A.: ESECMaSE - Final report on earthquake tests and analysis of the experimental results. European Laboratory for Structural Assessment (ELSA), Joint Research Center of the European Commission, Ispra, 2008.
- [3] Kranzler, T.; Butenweg, C.; Gellert, C.: Pseudodynamische Versuche an Reihenmittelhäusern – Vergleich mit aktuellen Bemessungsansätzen. Mauerwerk 12 (2008), Nr. 6.

Bonn, Dezember 2008
Dr.My-GdJ AMz