



*Carmen Sandhaas
Dipl.-Ing.,
Institut für Holzkonstruktionen,
Technische Universität
Delft, Niederlande*

Erdbebengerechtes Bauen – von der Forschung in die Praxis



*Ario Ceccotti
Professor,
IUAV Universität Venedig,
Director,
CNR-IVALSA Trees and Timber
Institute,
San Michele a/A, Italien*

Erdbebengerechtes Bauen – von der Forschung in die Praxis

Einleitung

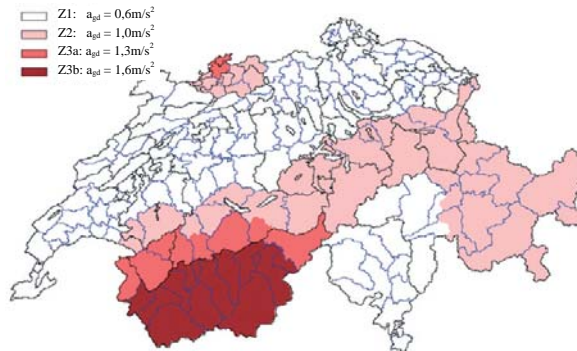


Abb. 1: Erdbebenzonenkarte Schweiz [1]

Das Thema Stabilität und Aussteifung von Bauten ist fest mit Einwirkungen verbunden, die horizontal auf Tragwerke wirken wie zum Beispiel Windkräfte. Ein Sonderfall solcher horizontaler Einwirkungen sind Erdbeben. Auch in der Schweiz sind Erdbebenzonen definiert, die die in einer Region geologisch mögliche Seismizität festlegen und die maximale Bodenbeschleunigung bestimmen, anhand derer die Erdbebenkräfte bestimmt werden (siehe Abb. 1, [1]). Die durch Erdbeben hervorgerufenen Scherkräfte werden je nach Art des Baugrundes und Erdbebenzone schnell massgebend. Erdbeben führen jedoch nicht nur zu grossen horizontalen Lasten, sondern sind zusätzlich noch dynamisch und zyklisch. Die Antwort von Tragwerken unter dynamischen und wechselnden Belastungen wird umso schwieriger erfassbar, je komplexer das Gebäude wird.

Eine gute Erdbebenbemessung beruht deshalb auf der bestmöglichen Einhaltung gestalterischer Grundregeln wie konstruktive Einfachheit, Regelmässigkeit und Symmetrie der Tragwerke oder Schaffung alternativer Lastableitungspfade und Lastumlagerungsmöglichkeiten (Redundanz). Durch diese Grundregeln kann der zur Bemessung notwendige Rechenaufwand klein gehalten werden, da durch die Einhaltung der Gestaltungsprinzipien ein Tragwerk mit vereinfachten Methoden bemessen werden kann, ohne umfangreiche Modalanalysen und dynamische Berechnungen durchführen zu müssen. Ausserdem kann das Tragwerksverhalten konstruktiv einfacherer Gebäude besser vorausgesagt und dadurch die Bemessung zuverlässiger durchgeführt werden. Diese Konzepte und Konstruktionsprinzipien sind in modernen Erdbebennormen festgelegt (bspw. SIA 261 [1] oder EC8 [2]) und in der einführenden Literatur kurz und verständlich dargelegt [zum Beispiel in 3].

Um jedoch zuverlässig eine Erdbebenbemessung durchführen zu können, sind gewisse Parameter notwendig, die den Konstruktionstypus der zu bemessenden Gebäude erfassen. Diese Eingangsparameter in eine Bemessung müssen in den Normen festgelegt sein und werden mittels Forschungsvorhaben bestimmt. Wie nun so ein Forschungsprojekt abläuft und wie die Forschungsergebnisse in den Normen umgesetzt werden, wird im folgenden anhand eines Beispielprojektes vorgestellt.

Projekt SOFIE

Grundidee

Das Projekt SOFIE ist ein umfangreiches Forschungsprojekt, das von der Autonomen Provinz Trentino in Norditalien finanziert und vom Institut IVALSA unter der Leitung von Prof. Ario Ceccotti koordiniert und durchgeführt wurde. Das Hauptanliegen des Projektes ist die Untersuchung von mehrstöckigen Gebäuden aus Brettsperrholz (X-Lam) unter Berücksichtigung aller bautechnischen Aspekte; vom Brandverhalten über Akustik, Dauerhaftigkeit und Bauphysik.

Ein Hauptaugenmerk des Projektes liegt auf dem Erdbebenverhalten solcher Gebäude. Italien ist Erdbebengebiet, das gesamte Territorium ist in der nationalen Erdbebennorm als erdbebengefährdet eingestuft und eine Erdbebenbemessung ist daher unabkömmlich. Bisher jedoch wurden hinsichtlich des Erdbebenverhaltens von Gebäuden aus X-Lam noch keine Untersuchungen unternommen. In der europäischen Erdbebennorm, dem Eurocode 8, gibt es keinerlei Hinweise zu Konstruktionsdetails oder Bemessungsfaktoren.

Deshalb wurden in Zusammenarbeit mit japanischen Kollegen umfassende Testreihen durchgeführt, um diesen Konstruktionstypus zu klassifizieren und die Bemessungsparameter zu bestimmen. Die Testreihen waren hierarchisch aufgebaut, bei Bauteilen beginnend und bei Versuchen an Häusern in Originalgrösse aufhörend:

- Monotone und zyklische Versuche an Wandelementen zur Bestimmung der Tragfähigkeit in Plattenebene, berücksichtigt wurden unterschiedliche Verbindungsanordnungen, Öffnungen, Vertikallasten und die Verbindung zwischen den Stockwerken;
- Pseudodynamische Versuche an einem Stockwerk eines X-Lam-Gebäudes, 7x7m im Grundriss mit drei verschiedenen Öffnungen und ohne Vertikallasten;
- Versuche auf einem 1D-Erdbebentisch an einem dreistöckigen Gebäude, 7x7m im Grundriss, 10m hoch, mit 15 Tonnen Auflast per Stockwerk und drei verschiedenen Öffnungen im Erdgeschoss;
- Versuche auf einem 3D-Erdbebentisch an einem siebenstöckigen Gebäude, 7,5x13,5m im Grundriss und 23,5m hoch, mit 30 Tonnen Auflast per Stockwerk.

Die ersten beiden Versuchsreihen dienten der Kalibrierung der Verbindungen der X-Lam-Gebäude; die Versagensmechanismen sollten duktil sein und energiedissipierend wirken, ein plötzliches sprödes Versagen der Verbindungen war nicht erwünscht. Desweiteren kann mit Ergebnissen von zyklischen Versuchen an Wandelementen ein numerisches Model erstellt werden, mit dessen Hilfe Belastungen aus anderen als den geprüften Erdbeben und Gebäudevarianten durchgerechnet werden können. Aus den Resultaten der grossen Erdbebenversuche konnten dann erste Faktoren ermittelt werden, die ein Bemessen von X-Lam-Häusern unter Erdbebenlast vereinfachen. Die ersten beiden Versuchsreihen sind hier nicht vorgestellt, Interessenten werden auf die Literatur verwiesen [4, 5, 6].

SOFIE-Häuser



Abb. 2: Grundrisse & Ansichten des Dreistöckers in Konfiguration C

- Geometrie

Bevor wir von den Versuchen und ihren Ergebnissen sowie die Umsetzung in den Erdbeibennormen sprechen, werden hier die beiden geprüften SOFIE-Häuser und einige wichtige Konstruktionsdetails vorgestellt.

Beide Häuser sind reine Brettsperrholzbauten; Wand- und Deckenelemente sind aus X-Lam-Elementen in verschiedener Stärke. Die Verbindungen sind gewöhnliche Stahlverbindungen unter Verwendung handelsüblicher Stahlwinkel, Schrauben und Nägel.

Das dreistöckige Gebäude wurde in drei Konfigurationen geprüft. Der Unterschied lag in der unterschiedlichen Grösse der Öffnungen im Erdgeschoss. Konfiguration A hatte drei Öffnungen mit einer Breite von 1,20m. Diese drei Öffnungen wurden in Konfiguration B verbreitert auf 2,25m. Konfiguration C schlussendlich ist in Abb. 2 gezeigt und hatte eine asymmetrische grosse Öffnung von 4,00m in einer Aussenwand. Die Höhe der Öffnungen wurde nicht verändert und blieb in allen drei Konfigurationen gleich mit 2,20m. Die Stärke der Wandelemente war 85mm und diejenige der Deckenelemente 142mm.

Die Deckenelemente des siebenstöckigen SOFIE-Hauses waren ebenfalls 142mm stark. Die Stärke der Wandelemente variierte per Stockwerk je nach ihrer Beanspruchung, die Innen- und Aussenwände waren allerdings gleich stark. Im Erdgeschoss und im ersten Stock hatten die Wandelemente eine Stärke von 142mm, im zweiten und dritten Stock 125mm und in den oberen Stockwerken 85mm. Die Grundrisse des 7,5x13,5m grossen Gebäudes sind in Abb. 3 gezeigt während Abb. 4 ein Rendering des kompletten Hauses zeigt.

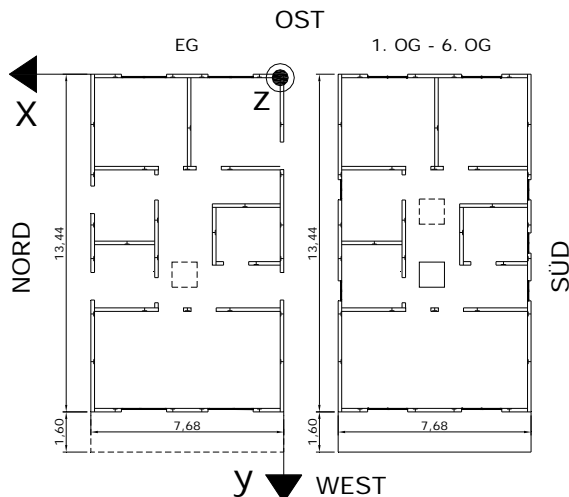


Abb. 3: Grundrisse des siebenst6ckigen Geb6udes



Abb. 4: Siebenst6ckiges SOFIE-Haus, Rendering



Abb. 5: Zus6tzliche Auflasten

- Auflasten

Ein bezugsfertiges Geb6ude aus Brettsper Holz ist in der Regel relativ schwer, da der Deckenaufbau aus akustischen Gr6unden aus einer zus6tzlichen Schicht Sand und einem schwimmenden Estrich besteht. Die W6nde aus X-Lam werden normalerweise noch mit einer Aussenisolierung und einer Installationsebene mit Gipskartonplatten (Feuerschutz) versehen. Desweiteren m6ussen bei einer Erdbeibenbemessung von Wohngeb6uden laut Eurocode EN1990:2002 Anhang A.1 [7] 30% der Verkehrslasten ber6ucksichtigt werden. Auf dem Erdbeibentisch konnte nat6urlich allein der „Rohbau“ gepr6uft werden; zus6tzliche Gewichte aus Stahlplatten wie in Abb. 5 gezeigt sorgten f6ur die notwendigen Auflasten, um ein Geb6ude unter realistischen Bedingungen zu pr6ufen. Speziell unter dynamischen Belastungen ist es besonders wichtig, dass Versuchsk6orper die richtige Masse haben. Das dreist6ckige Geb6ude wurde mit zus6tzlich 15 Tonnen (insgesamt 30 Tonnen Auflast) pro Stockwerk belastet und das siebenst6ckige mit 30 Tonnen (insgesamt 150 Auflast) pro Stockwerk (jeweils ohne Dachlast). Das komplette Gewicht der H6user mit Rohbau und Auflast betrug 47 Tonnen f6ur den Dreist6cker und 285 Tonnen f6ur den Siebenst6cker.

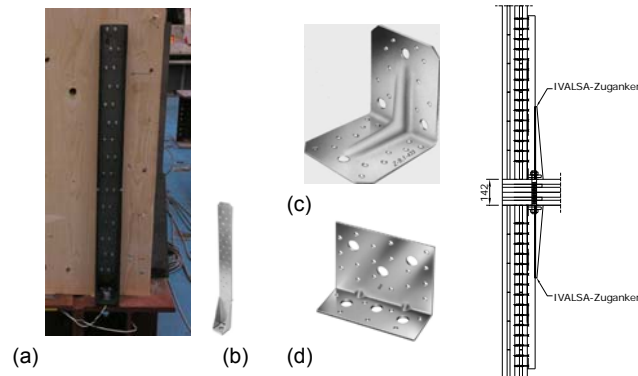


Abb. 6: (a) IVALSA-Zuganker
 (b) Simpson HTT22-Zuganker
 (c) Stahlwinkel obere Geschosse
 (d) Stahlwinkel Erdgeschoss

Abb. 7:
 Zwischengeschoss-
 verbindung

- Verbindungen

Alle Verbindungen wurden mit handelsüblichen Verbindungsmitteln hergestellt. Die Querkräfte wurden von den in regelmässigen Abständen angeordneten Stahlwinkeln aufgenommen, die die Deckenplatten mit den aufgehenden Wänden verbinden (Abb. 6, c+d). In den Ecken wurden Zuganker angeordnet, die die hohen Abhebekräfte aufnehmen, die durch die von einem Erdbeben hervorgerufenen hohen horizontalen Kräfte entstehen können (Abb. 6, a+b). Im dreistöckigen Haus wurden Simpson HTT22-Zuganker verwendet (Abb. 6b), die im siebenstöckigen Haus durch die speziell angefertigten IVALSA-Zuganker (Abb. 6a) ersetzt wurden. Der Grund hierfür sind die wesentlich höheren Abhebekräfte im Siebenstöcker, die nicht durch die kleineren HTT22-Zuganker weitergeleitet werden können. Im Zwischengeschossbereich wurden die Zuganker durch die Decke hindurch mit einer Gewindestange gekoppelt (Abb. 7). Die rechtwinklig aufeinander stossenden Wandelemente wurden mit selbstbohrenden Holzschrauben verbunden ebenso wie die Deckenplatten untereinander. Schräge selbstbohrende Holzschrauben verbanden die Wandelemente mit den aufgelagerten Deckenplatten. Die sich in einer Ebene stossenden Wandelemente wurden durch einen gefalzten Stumpfstoss mit einer Stosdeckleiste aus LVL und selbstbohrenden Holzschrauben ausgebildet. Die Anzahl der Verbindungsmittel wurde der Grösse der Lasten angepasst. In den oberen Stockwerken wurden weniger Verbindungsmittel verwendet, da dort kleinere Lasten auftreten. Die Anzahl der Kammnägel der Stahlwinkel und HTT22-Zuganker (die IVALSA-Zuganker wurden mit Schrauben befestigt) wurde durch die Vorversuche bestimmt und so eingestellt, dass ein duktiles Versagen auftritt. Andere Verbindungen wie die Wand-Eckverbindungen, die Verbindung der Deckenplatten untereinander und die Befestigung der Deckenplatten auf den Wänden wurden stärker ausgebildet, da dort ein Versagen nicht erwünscht war.

Bemessung

Die Bemessung von Gebäuden kann mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren des EC8 [2, Kapitel 4.3.3.2] durchgeführt werden, falls unter anderem bestimmte Regelmässigkeitskriterien im Aufriss wie zum Beispiel über alle Geschosse durchlaufende horizontale Aussteifungen eingehalten sind. Hier muss noch einmal wiederholt werden, dass konstruktive Einfachheit und Regelmässigkeit den Berechnungsaufwand beträchtlich reduzieren.

Dieses vereinfachte Antwortspektrumverfahren wird hier anhand des dreistöckigen SOFIE-Hauses kurz vorgestellt:

Die Gesamterdbebenkraft F_b wird wie folgt ermittelt:

$$F_b(T_1) = S_d(T_1) \times m \quad (1)$$

mit S_d = Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode T_1 und m = Masse des zu bemessenden Gebäudes.

Die Eigenschwingdauer des Dreistöckers in der betrachteten Richtung war $T_1=0,20s$, daraus folgt die Ordinate zu

$$S_d(T_1) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (2)$$

mit

a_g = Bemessungs-Bodenbeschleunigung, Wert der Spitzenbeschleunigung eines Erdbebens, ausgedrückt als Bruchteile der Erdbeschleunigung $g=9.81m/s^2$; bspw. $0,35g=35\%$ von g ;
 S = Bodenparameter;
 q = Verhaltensbeiwert.

Diese Gesamterdbebenkraft wird dann in horizontale Kräfte per Geschoss aufgeteilt:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3)$$

mit z_i, z_j als Höhen der Massen m_i, m_j über der Ebene, in der F_b angreift (normal Fundament). Danach kann eine gewöhnliche Bemessung unter Berücksichtigung dieser horizontalen Kräfte durchgeführt werden. Die Bodenkennwerte, Spitzenbeschleunigungen und das Bemessungsspektrum sind in den Normen für alle Gebiete festgelegt.

Der den Ingenieur interessierende Faktor ist der sogenannte Verhaltensbeiwert q . Um einen Mehraufwand durch nichtlineare Berechnungen zu vermeiden, wird eine lineare Berechnung mit Erdbelastungen durchgeführt, die, entsprechend der Fähigkeit des zu bemessenden Tragwerkes, Energie durch duktilen Verhalten und andere Mechanismen wie Reibung zu dissipieren, durch den Verhaltensbeiwert q vermindert sind. Dieser q -Wert ist für jedes Tragwerk von dem Bemessungsingenieur zu bestimmen. In anderen Worten, die Einführung dieses Verhaltensbeiwerts vereinfacht die Bemessung enorm, da anstatt komplexer nichtlinearer Berechnungen linear mit verminderten Lasten, die der Duktilität und Energiedissipation des Tragwerkes Rechnung tragen, bemessen werden kann.

Die Bemessung des SOFIE-Gebäudes von Abb. 2 wurde mit den Parametern für Italien durchgeführt wie in Tabelle 1 gezeigt. Bemessungs-Bodenbeschleunigung war $a_g=0,35g$, der höchsten in Italien, und einem Bodenparameter von 1,25. Die Erstbemessung ging von einem rein elastischen Gebäudeverhalten aus – der Verhaltensbeiwert war deshalb $q=1,0$; keine Energie wird durch tatsächliches nichtlineares Verhalten dissipiert. Falls bspw. der Verhaltensbeiwert für eine X-Lam-Konstruktion zu $q=2$ bestimmt worden wäre, würde die Gesamterdbebenkraft die Hälfte des in Tabelle 1 gegebenen Wertes betragen. Mit den ermittelten Erdbelastungen wurde dann das Gebäude mitsamt seinen Verbindungen bemessen.

Um eine Erdbelastungsbemessung von (einfachen) Brettsperrholzgebäuden zu ermöglichen, muss also der Verhaltensbeiwert q bestimmt werden.

Gebüudemasse

Dach	45 kN
2. OG	210 kN
1. OG	210 kN
TOT	465 kN

Erdbebenlasten

Gesamterdbebenkraft			
Zone 1; $a_g =$	0.35		
T1	0.20		
Bodenklasse B S=	1.25		
q	1		
$F_b = 2,5 \cdot (W \cdot S \cdot a_g) / q$	509	kN	
Verteilung auf Stockwerke			
Höhe			
	Hr (Dach) =	9.40	m
	H2 (2.OG) =	6.18	m
	H1 (1.OG) =	3.09	m
Horizontalkräfte per Geschoss			
	Fr =	91	kN
	F2 =	279	kN
	F1 =	139	kN
Querkraft per Geschoss			
	Tr =	91	kN
	T2 =	370	kN
	T1 =	509	kN

Tafel 1: Erdbebenkräfte auf Gebäude

Versuche auf dem Erdbebentisch

Für die Erdbebenversuche wurde FSC/PEFC-zertifiziertes Fichtenholz aus dem Trentino nach Deutschland transportiert, dort wurden die X-Lam-Elemente hergestellt, bevor alles zusammen mit den Verbindungsmitteln nach Japan verschifft wurde. Natürlich wurde nur ein einziges dreistöckiges bzw. siebenstöckiges Haus produziert. Diese Häuser wurden einer ganzen Reihe von Erdbeben ausgesetzt und zwischendurch, falls notwendig, repariert. Die gewählten Erdbeben waren das grosse japanische Erdbeben von Kobe 1995 (im folgenden JMA Kobe genannt), eines der zerstörerischsten Erdbeben der letzten Jahrzehnte, ein italienisches Erdbeben (Nocera Umbra 1997) sowie El Centro, ein Referenzerdbeben der Forschung (nur Dreistöcker) und das Kashiwazaki-Erdbeben vom Juli 2007 (nur Siebenstöcker), das einige Wochen vor den Versuchen passierte. Alle Erdbeben wurden zuerst mit kleinen Beschleunigungen angewandt, die im Lauf der Versuchsserie immer weiter gesteigert wurden. Die einzelnen Erdbeben wechselten sich mit einem sogenannten Step-Input ab, bei dem die Gebäude in Schwingung versetzt wurden und frei ausschlagen konnten. Damit konnte die Entwicklung der Eigenfrequenzen vor und nach den einzelnen Erdbeben und damit die Beschädigung der Gebäude beobachtet werden.

Untenstehend werden die originalen Spitzenbeschleunigungen der gewählten Erdbeben und der verwendeten Komponenten wiedergegeben:

- JMA Kobe: Nord-Süd 0,82g, Ost-West 0,6g, Up-Down 0,34g (Dreistöcker allein N-S), Magnitude 7,2 auf Richter-Skala;
- El Centro: 0,3g, Magnitude 6,7 auf Richter-Skala;
- Nocera Umbra: 0,5g, Magnitude 5,8 auf Richter-Skala;
- Kashiwazaki R1: Nord-Süd 0,68g, Ost-West 0,311g, Up-Down 0,408g (Siebenstöcker), Magnitude 6,8 auf Richter-Skala.

Methodie zur Bestimmung des Verhaltensbeiwertes q

Ein wichtiges Konzept in modernen Erdbebenstandards ist der Verhaltensbeiwert q . Er reflektiert die Fähigkeit von Strukturen, Energie u. a. durch nichtlineares Verhalten zu dissipieren und somit selbst außergewöhnliche Erdbeben ohne totales Versagen (Verlust von Menschenleben durch Einsturz) zu überleben – der sog. „near-collapse“-Zustand. Der q -Wert für eine bestimmte Konstruktionsart wird bestimmt, indem ein numerisches Modell erstellt wird, das in der Lage ist, die nichtlineare Antwort des Systems auf **verschiedene** reale Erdbeben zu simulieren. Solche numerischen Modelle sind jedoch ohne Versuche nur schwer zu verifizieren; für jede „neue“ Konstruktionsart, die in die Erdbebennormen aufgenommen werden soll, kann deshalb auf Versuche nicht verzichtet werden. Die experimentelle Bestimmung des q -Wertes erfolgt dabei auf folgendem Weg:

- Bemessung der Konstruktion mit $q = 1$ (lineares, rein elastisches Verhalten) für einen bestimmten Bemessungswert der Bodenbeschleunigung (hier $a_g=0,35g$);
- Definierung eines „near-collapse“-Kriteriums, hier das Versagen in einem oder mehreren Zugankern, und Durchführen der Erdbebenversuche unter Erhöhung der Bodenbeschleunigung, bis das „near-collapse“-Kriterium erreicht ist;
- Interpretation der Prüfergebnisse und Ermittlung des q -Wertes als Verhältnis zwischen derjenigen Bodenbeschleunigung $a_{g,u}$, die zum „near-collapse“ geführt hat, und des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung (hier $a_g=0,35g$).

Dies ist offensichtlich eine erste Näherung zur Bestimmung des q -Wertes, die nur für das getestete Gebäude und dasjenige Erdbeben gilt, bei welchem der „near-collapse“ erreicht wurde. Für eine allgemeine und vertrauenswürdige Aussage zum Verhaltensbeiwert q ist wie gesagt ein gutes numerisches Modell, kalibriert mit den Prüfergebnissen, vonnöten. Aus der Literatur können weitere Informationen zu Bemessung und q -Wert-Bestimmung entnommen werden [8, 9].

Messtechnik

Eine grössere Herausforderung bei solchen (dynamischen) Versuchen ist die Frage, welche Parameter wie gemessen werden sollen. Die vier wichtigsten Werte sind wie folgt:

- Relative horizontale Verschiebung der einzelnen Stockwerke, gemessen zwischen Bodenplatte und Deckenplatte (Abb. 8);
- Vertikales Abheben der Zuganker, vor allem in den Hausecken (Abb. 9);
- Relativverschiebungen der Wandelementverbindungen in einer Ebene (gefalzter Stumpfstoss mit Stossdeckleiste) (Abb. 10);
- Beschleunigungen in den unterschiedlichen Geschossen (Abb. 11).

Die erstgenannten drei Verbindungen sind so bemessen, dass dort das erwünschte duktile Verhalten mit Energiedissipation stattfindet. Die Verschiebungen aller anderen, stärker bemessenen Verbindungen wie die Verbindung der rechtwinklig aufeinander stossenden Wandelemente oder die Verbindung zwischen Deckenelementen und untenliegenden Wandelementen wurden ebenfalls mit Wegaufnehmern gemessen. Damit kann überprüft werden, ob dort auch tatsächlich nur sehr wenig bis keine Verschiebungen auftreten wie in der Bemessung festgelegt. Diese bereits erwähnte „Hierarchie“ der Verbindungen sorgt dafür, dass als kritisch angesehene Verbindungen wie bspw. die Wand-Eckverbindungen oder die Befestigung der Deckenplatten auf den untenliegenden Wandelementen auf jeden Fall nicht versagen. Ein Versagen dieser Verbindungen könnte zum Einsturz des Gebäudes führen.



Abb. 8: Relativverschiebung der Geschosse



Abb. 9: Abheben der Zuganker



Abb. 10: Verschiebung der sich in einer Ebene stossenden Wandelemente



Abb. 11: Beschleunigungsmessgeräte

Versuchsablauf und Ergebnisse Dreistöcker

Das dreistöckige SOFIE-Gebäude wurde in drei verschiedenen Konfigurationen geprüft. Das „near-collapse“-Kriterium konnte natürlich allein für die letzte asymmetrische Konfiguration C (Abb. 2) erreicht werden, ansonst wäre der Schaden an dem Haus schon in der ersten Konfigurationen so gross, dass eine Reparatur und ein Fortsetzen der Versuche nicht möglich gewesen wäre. Als „near-collapse“-Kriterium für das SOFIE-Projekt wurde wie bereits erwähnt das Versagen eines oder mehrerer Zuganker gewählt.

Die Versuche wurden im Juli 2006 auf dem Erdbebentisch des 'National Institute for Earth Science and Disaster Prevention' (NIED) in Tsukuba, Japan durchgeführt. Der Erdbebentisch in Tsukuba ist eindimensional, d. h. er kann lediglich in eine horizontale Richtung bewegt werden – die Erdbebenrichtung ist in Abb. 2 gezeigt. Tafel 2 listet die beobachteten Schäden für die Serie der zerstörerischen Erdbeben mit Spitzenbeschleunigungen über 0,5g in Konfiguration C auf. Vor der Reihe der aufgelisteten Erdbeben wurden die Konfigurationen A und B bereits mit allen drei Erdbeben mit jeweils $a_{g, \text{test}}=0,15g$ und $a_{g, \text{test}}=0,5g$ geprüft sowie Konfiguration C mit allen drei Erdbeben mit 0,15g Spitzenbeschleunigung – d. h. 15 Erdbeben. Die bis zu diesem Zeitpunkt beobachteten Schäden waren bei 0,15g nicht vorhanden (keine Veränderung der Eigenfrequenz des Gebäudes) und bei 0,5g sehr klein.

Aufzeichnung	$a_{g, \text{test}}$	Reparatur vor dem Versuch	Beobachteter Schaden nach dem Versuch
Nocera Umbra	0,50g	Festziehen der Zugankerschrauben	Keine sichtbaren Schäden
EI Centro	0,50g	Festziehen der Zugankerschrauben, Ersetzen der Schrauben im Vertikalstoß zwischen den Wandelementen	Keine sichtbaren Schäden
JMA Kobe	0,50g	Idem	Keine sichtbaren Schäden
JMA Kobe	0,80g	Idem	Leichte Verformung der Schrauben des Vertikalstoßes zwischen den Wandelementen
JMA Kobe	0,50g	Idem	Keine sichtbaren Schäden
JMA Kobe	0,50g	Festziehen der Zugankerschrauben	Keine sichtbaren Schäden
JMA Kobe	0,80g	Ersetzen der Zuganker und Schrauben im Vertikalstoß zwischen den Wandelementen	Leichte Verformung der Schrauben des Vertikalstoßes zwischen den Wandelementen
Nocera Umbra	1,20g	Festziehen der Zugankerschrauben, Ersetzen der Schrauben im Vertikalstoß zwischen den Wandelementen	Zugankerversagen (Abb. 12) und Verformung der Schrauben des Vertikalstoßes zwischen den Wandelementen

Tafel 2: Ergebnisse für Konfiguration C für Erdbeben ab 0,5g



Abb. 12: Zugankerversagen nach Nocera Umbra 1,20g

Wie aus Tafel 2 ersehen werden kann, wurde der „near-collapse“-Zustand nach dem Erdbeben von Nocera Umbra mit $a_{g,u}=1,20g$ erreicht. Die beschädigten Zuganker sind in Abb. 12 abgebildet.

Es muss betont werden, dass das Gebäude eine Serie von 12 „zerstörerischen“ Erdbeben mit Spitzenbeschleunigungen von 0,5g und mehr ohne grössere Reparaturen überlebt hat. In Wirklichkeit muss ein Gebäude eines von diesen Erdbeben ohne Einsturz überstehen. Selbst nach Nocera Umbra mit 1,20g und dem Erreichen des „near-collapse“-Kriteriums blieb das dreistöckige Haus ohne bleibende Verformungen aufrecht stehen. Ein Einfluss der asymmetrischen Öffnung konnte nicht gefunden werden.

Ermittlung Verhaltensbeiwert q

Die Bemessungsbeschleunigung war $a_g=0,35g$. Die Bodenbeschleunigung, bei der der „near-collapse“ des Hauses erreicht wurde, war $a_{g,u} = 1,20g$. Wenn man nun also die oben beschriebene Prozedur anwendet, resultiert der Verhaltensfaktor q wie folgt:

$$q = \frac{a_{g,u}}{a_g} = \frac{1,20}{0,35} = 3,4 \quad (4)$$

Natürlich gilt dieser Wert nur für das Erdbeben von Nocera Umbra und für die getestete Konstruktion. Um allgemeingültige Aussagen zum q -Wert für X-Lam-Systeme zu machen, sind weitere Untersuchungen mit anderen Erdbebenaufzeichnungen und Gebäudeformen notwendig. Dafür wurde ein numerisches Model entwickelt [8], dessen Berechnungsergebnisse für verschiedene Erdbeben einen q -Wert zwischen 3,00 und 4,57 ermittelten, der die experimentellen Versuche bestätigt. Desweiteren gilt jedoch, dass auch andere Gebäudegeometrien überprüft werden müssen, um zu einer allgemeinen Aussage über den q -Wert von X-Lam-Konstruktionen zu gelangen.

Ein Wert von $q=3,4$ ist jedoch ein Wegweiser; es kann zusammen mit den Versuchsergebnissen daraus abgelesen werden, dass X-Lam-Gebäude sehr vielversprechend für einen Einsatz in Erdbebengebieten sind. Weitere Schlussfolgerungen zu diesem Verhaltensbeiwert können nach den Versuchen am Siebenstöcker gezogen werden.

Versuchsablauf und Ergebnisse Siebenstöcker

Nach der erfolgreichen Durchführung des Erdbebenversuches am Dreistöcker wurde im Oktober 2007 eine siebenstöckige X-Lam-Konstruktion (Abb. 4) auf dem grossen Erdbebentisch des NIED in Kobe geprüft - siebenstöckig, weil ein noch höheres Gebäude nicht in die Versuchshalle gepasst hätte. Der 15x20m grosse Tisch ist dreidimensional, es kann also ein Erdbeben mit all seinen Komponenten auf die zu prüfende Struktur aufgebracht werden.

Die Bemessung des Gebäudes wurde in diesem Fall nicht mit einem Verhaltensbeiwert $q=1$ ausgeführt, sondern mit $q=3$; dem Wert, der aus der ersten Erdbebenversuchsreihe resultierte.

Das Versuchsprogramm ist in Tafel 3 wiedergegeben und war kleiner als beim dreistöckigen Gebäude; es stand weniger Zeit zur Verfügung und es wurde lediglich eine einzige Konfiguration geprüft. Die drei gewählten Erdbeben, JMA Kobe, Nocera Umbra und ein weiteres japanisches Erdbeben, Kashiwazaki, das im Juli 2007 die japanische Westküste erschütterte, wurden in einer ersten Serie in 1D aufgebracht, jeweils mit ihren Ost-West und Nord-Süd-Komponenten. Die in Abb. 3 definierte Richtung x entspricht den Nord-Süd-Komponenten der Erdbeben, die entlang der Länge des Gebäudes wirken während die Richtung y, die kurze Seite des Gebäudes, die Bewegungsrichtung der Ost-West-Komponenten ist. In einer zweiten Reihe wirkten die beiden japanischen Erdbeben in ihre Originalintensität und in 3D auf das Gebäude ein. Auch hier wurde zwischen den einzelnen Belastungen ein Step-Input durchgeführt, um die Entwicklung der Eigenfrequenz und damit die Beschädigung des Hauses zu beobachten. Die Spalte „Intensität“ gibt wieder, ob die Beschleunigungen der Erdbeben skaliert wurden oder ob sie in ihrer Originalstärke, d. h. mit 100% Intensität, verwendet wurden.

Auch bei dieser Versuchsreihe traten bis zum „near-collapse“ keine signifikanten Schäden auf, die nicht reparabel waren. Nach den 3D-Erdbeben mussten die Zugankerbolzen wieder festgezogen werden und einige Kammnägeln in den Stahlwinkeln dicht bei Gebäudeecken und Öffnungen wurden ein wenig herausgezogen und wieder vollständig eingeschlagen. Der „near-collapse“ war wie beim dreistöckigen Haus das Versagen von Zugankern. Beim Abbau des Gebäudes wurde weiterhin beobachtet, dass die Schrauben u. a. des Vertikalstosses zwischen Wandelementen nicht verformt waren.

Einwirkung	Spitzen-Bodenbeschleunigung		
	in x	in y	in z
step 2D	0.3g	0.3g	-
Nocera Umbra O-W 1D 70%	-	0.35g	-
Nocera Umbra O-W 1D 100%	-	0.5g	-
JMA Kobe N-S 1D 60%	-	0.5g	-
JMA Kobe O-W 1D 50%	0.3g	-	-
step 2D	0.3g	0.3g	-
JMA Kobe N-S 1D 100%	-	0.82g	-
step 2D	0.3g	0.3g	-
JMA Kobe O-W 1D 100%	0.6g		-
step 2D	0.3g	0.3g	-
step 2D	0.3g	0.3g	-
JMA Kobe 3D 100%	0.6g	0.82g	0.34g
step 2D	0.3g	0.3g	-
step 2D	0.3g	0.3g	-
Kashiwazaki R1 3D 50%	0.155g	0.34g	0.204g
step 2D	0.3g	0.3g	-
step 2D	0.3g	0.3g	-
JMA Kobe 3D 100%	0.6g	0.82g	0.34g
step 2D	0.3g	0.3g	-
step 2D	0.3g	0.3g	-
Kashiwazaki R1 3D 100%	0.311g	0.68g	0.408g
step 2D	0.3g	0.3g	-

Tafel 3: Versuchsprogramm

Auch das siebenstöckige Gebäude, das bereits mit einem Verhaltensbeiwert von $q=3$ und damit verringerten Erdbebenkräften im Vergleich zu linearem Verhalten bemessen wurde, überstand eine ganze Reihe von Erdbeben mit Spitzenbeschleunigungen von über $0,5g$. Auch hier konnten keine bleibenden Verformungen gemessen werden; das Gebäude blieb in seiner ursprünglichen Form stehen. Die beschädigten Verbindungen waren reparabel. Abgesehen von Lochleibung bei den versagten Verbindungen erlitten die Holzelemente keinerlei Beschädigung. Sie wurden übrigens wieder nach Italien zurückverschifft und werden dort als tragende Elemente für einen Kindergarten in Trento eingesetzt.

Die gemessenen Verformungen „Abheben der Zuganker“ und „Relativverschiebung zwischen den Geschossen“ erbrachten keine kritischen Werte bei Vergleichung mit den Ergebnissen der Vorversuche. Der maximale Wert des Abhebens im EG betrug während des JMA Kobe-Erdbebens in 3D mit 100% Intensität (originales Erdbeben, nicht skaliert) $13,19\text{mm}$ und ist somit kleiner als der zulässige Wert von 30mm , bei dem in den Vorversuchen die Zuganker-Verbindung versagte. Das in den Vorversuchen geprüfte Wandelement versagte bei einer Horizontalverschiebung von 80mm . Der während der Versuche (wieder JMA Kobe 3D bei 100% Intensität) gefundene Maximalwert der Relativverschiebung hingegen betrug 67mm zwischen erstem und zweitem Stock und ist somit wiederum kleiner als der zulässige Wert.

Schlussdiskussion

Beide Erdbebenversuchsreihen bestätigten die Erdbeibentauglichkeit von X-Lam-Gebäuden. Weder das dreistöckige noch das siebenstöckige Gebäude wurde auf kritische Art und Weise beschädigt und es wurden keinerlei bleibende Verformungen nach Beendigung der Versuche gemessen. Und dies, obwohl dieselben Gebäude einer ganzen Reihe von Erdbeben mit Spitzenbeschleunigungen von $0,5g$ oder mehr ausgesetzt wurden.

Mithilfe der ersten Versuchsreihe am dreistöckigen Haus wurde desweiteren ein erster Richtwert für den Verhaltensbeiwert q ermittelt, mit dessen Hilfe bemessende Ingenieure für konstruktiv einfache Gebäude eine schnelle und einfache Erdbeibebemessung durchführen können. Mit dem gefundenen q -Wert von 3 wurde dann das siebenstöckige Haus bemessen, das ebenso gut den einwirkenden Erdbeben widerstehen konnte. Damit, und mit numerischen Modellen, konnte der erste Richtwert von 3 bestätigt werden. Andere Wissenschaftler bestätigen diese Ergebnisse und das generell gute Verhalten von X-Lam-Gebäuden unter Erdbeibebeneinwirkungen [10].

Danksagung

Das „Beben-Team“ des Projektes SOFIE besteht aus folgenden Personen:

Prof. Ario Ceccotti (wissenschaftlicher Leiter des Projektes), Gabriele Bonamini, Marco Pio Lauriola, Maurizio Follesa, Mario Pinna, Giovanna Franch, Mario Moschi.

Der Autonomen Provinz Trentino sei für die Finanzierung des Projektes gedankt.

Unserer besonderer Dank gilt unseren japanischen Kollegen, Dr. Chikahiro Minowa vom NIED, Prof. Motoi Yasumura von der Universität Shizuoka, Dr Minoru Okabe vom Centre for Better Living und Dr Naohito Kawai vom Building Research Institute, ohne die die Durchführung des Projektes nicht möglich gewesen wäre.

Desweiteren ein herzlicher Dank der Firma Rothoblaas in Kurtatsch, Italien, für die Anfertigung und Mitentwicklung der IVALSA-Zuganker und der Firma Simpson für die HTT-Zuganker.

Referenzen

- [1] SIA 261 2003, Einwirkungen auf Tragwerke, SIA Zürich, 2003
- [2] EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, CEN, 2004
- [3] Erdbebengerechtes Entwerfen und Konstruieren von mehrgeschossigen Holzbauten, Lignatec Nr. 23, Herausgeber Lignum Schweiz, ISSN 1421-0320, 2008
- [4] Ceccotti A, Lauriola M P, Pinna M, Sandhaas C, *SOFIE Project – Cyclic Tests on Cross-Laminated Wooden Panels*, Tagungsband WCTE, Portland, USA, 2006
- [5] Sandhaas C, *Projekt SOFIE – Erdbebenverhalten von Häusern aus XLAM*, Tagungsband Grazer Holzbaufachtagung, Graz, Österreich, 2006
- [6] Lauriola M P, Sandhaas C, *Quasi-static and Pseudo-Dynamic Tests on XLAM Walls and Buildings*, Tagungsband COST ACTION E29, Coimbra, Portugal, 2006
- [7] EN 1990:2002, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, CEN, 2002
- [8] Ceccotti A, *New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case*, Structural Engineering International, Volume 18, Number 2, Seiten 156-165, 2008
- [9] Ceccotti A, Yasumura M, Minowa C, Lauriola M P, Follesa M, Sandhaas C, *Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels?*, Tagungsband CIB W18 Meeting 39, Paper 39-15-2, Florenz, Italien, 2006
- [10] Dujič B, Hristovski V, Stojmanovska M, Žarnić R, *Experimental investigation of massive wooden wall panel systems subjected to seismic excitation*, Tagungsband First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Genf, Schweiz, 2006

Weitere Informationen über das SOFIE-Projekt: www.progettosofie.it

Informationen über den 3D Erdbebentisch: www.bosai.go.jp/hyogo/ehyogo/index.html

