

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.org

O G E

Österreichische Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.oge.or.at

S G E B

Schweizer Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Inhalt

Aufsätze

- S 3 Das Verhalten von Straßenbrücken während
des Chile-Erdbebens am 27. Februar 2010
T. Wenk, K. Beyer
- S 13 Möglichkeiten und Grenzen der Anwendbarkeit
statisch nichtlinearer Verfahren nach DIN EN
1998–1
H. Norda, Ch. Butenweg

S 21 Aktuelle Informationen und Berichte

EDITORIAL

Die Auslegung von Tragwerken gegenüber dynamischen Belastungen, wie Erschütterungen aus Maschinenfundamenten, Erdbebenlasten oder Windlasten, wird für moderne Tragwerke immer öfter zu einem den Entwurf bestimmenden Lastfall. Dies liegt einerseits an zunehmend gewichtsoptimierten und damit leichteren Tragwerken, die mit geringeren Kräften zu dynamischen Schwingungen angeregt werden können, andererseits an erhöhten dynamischen Lasten, aus natürlichen und künstlichen Anregungsquellen. Fundierte Kenntnisse zur Bewertung der Tragwerksantwort unter dynamischen Lasten werden deshalb in der Zukunft für Bauingenieure immer wichtiger werden. Die drei Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik aus Deutschland, Österreich und der Schweiz bieten deshalb eine Vielzahl von Veranstaltungen zur Weiterbildung in diesem Bereich an und veranstalten Tagungen und workshops, in denen aktuelle Entwicklungen der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens vorgestellt und diskutiert werden.

So findet in diesem Jahr am 15. und 16. September 2011 die 12. D-A-CH Tagung der Deutschen (DGEB), der Österreichischen (OGE) und der Schweizer (SGEB) Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik statt. Sie soll Bauingenieuren und Seismologen ein gemeinsames Plenum zur Diskussion aktueller Entwicklungen in Forschung und Praxis in den Bereichen des Erdbebeningenieurwesens, der Baudynamik und der Seismologie bieten. Diesmal wird die Tagung bei der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) in Hannover veranstaltet. Über 40 Vorträge werden sich den Themenschwerpunkten Erdbebeneinwirkungen und Boden-Bauwerk-Interaktion, Dynamische Messungen und Systemidentifikation sowie Beurteilung und Ertüchtigung bestehender Bauwerke widmen.

Die Anmeldung zur Tagung kann über die internet-Seite: www.dgeb.org im Unterpunkt DACH-Tagung 2011 oder per Mail an: dgeb@bauing.uni-weimar.de erfolgen.

Wie immer am Ende des Editorials, möchten wir Sie auch diesmal auf die Internetseiten unserer Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>

<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

aufmerksam machen und Sie dazu einladen, sich auf diesem Weg über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen.

Carsten Könke
Rudolf Heuer
Thomas Wenk

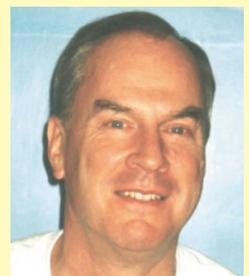
S 1



Carsten Könke
(Vorsitzender DGEB)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGEB)

Das Verhalten von Straßenbrücken während des Chile-Erdbebens am 27. Februar 2010

T. Wenk, K. Beyer

S 2

1 Einleitung

Während des Erdbebens am 27. Februar 2010 mit einer Magnitude von $M_V = 8.8$ wurde in Chile neben Gebäuden auch die Infrastruktur sehr stark beschädigt. Eine der Hauptverkehrsadern in Chile ist die Nord-Süd-Autobahn Ruta N° 5. Sie führt über eine Strecke von 1'500 km von La Serena nach Puerto Montt und durchquert damit das gesamte Schadensgebiet des Erdbebens. Während der gemeinsamen französisch-schweizerischen Erkundungsmission der Association française du génie parasismique (AFPS) und der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (Sgeb) wurde die vierspurige Autobahn zwischen der Hauptstadt Santiago und der 400 km südlich gelegenen Stadt

Chillán abgefahren (Bild 1) und die Schäden an den Autobahnbrücken sowie den Überführungen aufgenommen [Mar+10]. Die Erkundungsmission fand ungefähr fünf Wochen nach dem Erdbeben statt. Zu diesem Zeitpunkt war die Autobahn bereits wieder über die gesamte Strecke befahrbar. Heruntergestürzte Brückenträger von Überführungen waren entfernt worden. Fast alle Autobahnbrücken waren als Zwillingsbrücken mit unterschiedlichen Baudaten ausgeführt. In keinem Fall waren beide Zwillingsbrücken stark beschädigt oder eingestürzt und daher konnte zumindest eine befahren werden. Zusätzlich zu den Autobahnbrücken und Überführungen wurden weitere Straßenbrücken in Concepción besichtigt, die stark beschädigt waren. Im folgenden werden einige ausgewählte Brückenschäden beschrieben und die Auswirkungen der Konstruktionspraxis auf das Erdbebenverhalten diskutiert. Informationen zum Schadensgebiet, Schadensausmaß und dem Verhalten von Gebäuden mit Stahlbetontragwänden sind in [BW10] zusammengefasst.

Dr. sc. techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h
CH-8055 Zürich

Prof. Dr. Katrin Beyer

Faculté de l'environnement naturel,
architectural et construit
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

2 Bodenbewegung

Leider war das Starkbebenetz in Chile zum Zeitpunkt des Erdbebens nur mit relativ wenigen Stationen ausgerüstet, von denen die meisten in und um Santiago aufgebaut waren. Aus der Gegend von Concepción, der Stadt mit den verhee-

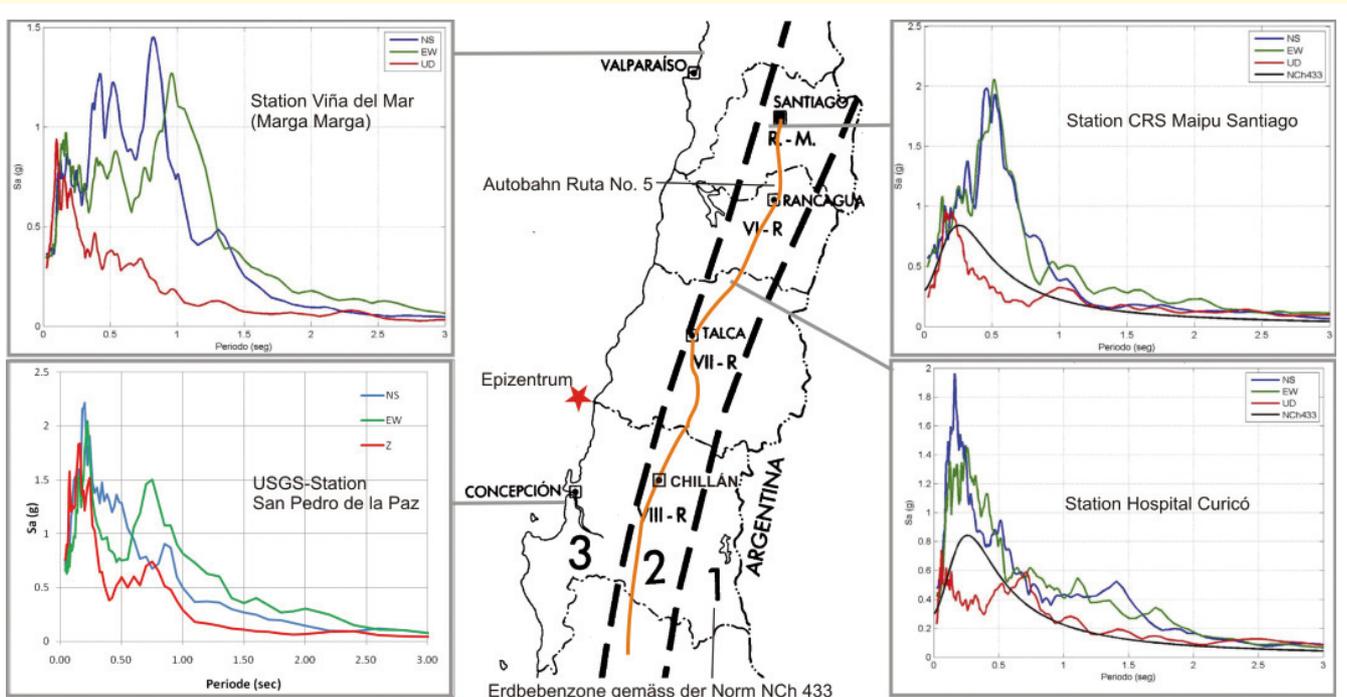


Bild 1. Verlauf der Autobahn Santiago – Chillán Ruta N° 5 in der chilenischen Erdbebenzonenkarte [NCh433-09] mit Antwortspektren der Beschleunigung bei 5% viskoser Dämpfung für die N-S-Komponente (blau), die E-W-Komponente (grün) und die Vertikalkomponente (rot) der Bodenbewegung [Bor+10, USGS10]. NB: Die Skalen der Spektren sind nicht einheitlich.

Tabelle 1. Maximalwerte der horizontalen Bodenbeschleunigung und der Spektralwerte der Beschleunigung und der Verschiebung für 5% viskose Dämpfung im Vergleich mit Bemessungswerten der entsprechenden Erdbebenzonen für die fünf in Bild 1 eingezeichneten Messstationen.

Messstation	Erdbebenzone	Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung	max. horizontale Bodenbeschleunigung	max. Spektralwert der horizontalen Beschleunigung	maximaler Spektralwert der horiz. Verschiebung $T \leq 3$ s
Viña del Mar (Marga Marga)	3	0.4 g	0.35 g	1.4 g	21 cm
Santiago (CRS Maipu)	2	0.3 g	0.56 g	2.1 g	27 cm
Curicó (Hospital)	2	0.3 g	0.47 g	2.0 g	25 cm
Talca	2	0.3 g	0.48 g	1.8 g	26 cm
Concepción (USGS San Pedro de la Paz)	3	0.4 g	0.71 g	2.2 g	30 cm

rendsten Schäden, ist eine weitere Aufzeichnung veröffentlicht worden [USGS10]. Dies ist auch die einzige allgemein zugängliche Aufzeichnung, die bis heute digital vorliegt. In Bild 1 sind die Antwortspektren dieser Station und drei weiterer Messstationen aus [Bor+10] dargestellt, die sich im Bereich des untersuchten Autobahnabschnitts zwischen Santiago und Chillán befinden. Über diese vier Standorte betrachtet erreichten die maximalen Spektralwerte der horizontalen Beschleunigung für 5% viskose Dämpfung 2.2 g und die maximalen Spektralwerte der horizontalen Verschiebung 30 cm. Die maximale horizontale Bodenbeschleunigung betrug für die vier Stationen zwischen 0.35–0.71 g.

Die Autobahn Ruta N° 5 verläuft im Abschnitt Santiago–Chillán in der mittleren Erdbebenzone 2 der chilenischen Erdbebennorm mit einer horizontalen Bemessungsbodenbeschleunigung von 0.3 g [NCh435–09]. Die maximalen Spektralwerte der Beschleunigung und der Verschiebung für die drei verfügbaren Aufzeichnungen in Santiago, Talca und Curicó entlang dieses Autobahnabschnitts sowie für die Messstationen Viña del Mar und Concepción in der benachbarten Erdbebenzone 3 sind in **Tabelle 1** zusammengefasst [BSL10]. Die gemessenen maximalen Bodenbeschleunigungen der drei Stationen in der Erdbebenzone 2 sind ungefähr 50–100% größer als die Bemessungsbodenbeschleunigung von 0.3 g. Die maximalen Spektralwerte der horizontalen Verschiebung erreichen knapp 30 cm.

3 Typische Schadensbilder

Im Folgenden werden die Schadensbilder von zehn Straßenbrücken beschrieben. Darunter befinden sich eine Natursteinbogenbrücke, eine Balkenbrücken und fünf Überführungen auf dem Autobahnabschnitt Santiago–Chillán (Bild 1). Die restlichen drei Brücken sind längere Balkenbrücken über den Fluss Biobío in Concepción. Beschreibungen weiterer beschädigter Brücken finden sich in den Erkundungsberichten [Abr+10], [EERI10], [Eln+10], [HSV10] und [Yas+10].

3.1 Bogenbrücke

Der spektakulärste Brückeneinsturz entlang der panamerikanischen Autobahn (Ruta N° 5) betrifft die 118 m lange Bogenbrücke aus Natursteinmauerwerk über den Rio Claro, welche sich 220 km südlich von Santiago befindet [STR10] (**Bild 2a**). Alle sieben Bögen mit Spannweiten von je 17 m sind eingestürzt (**Bild 2b**), doch blieb der mittlere 23 m hohe Pfeiler samt einem Stück der Fahrbahnplatte stehen. Die Stahlbetonplatte der Fahrbahn wirkte als Zugband über den verbliebenen Bogenbereichen. Im unteren Bereich des Nachbarpfeilers sind die für zyklische Erdbebenbeanspruchung typischen X-förmigen Schubrisse in der Längsseite (**Bild 3a**) und der Querseite (**Bild 3b**) zu erkennen. Die Schubrisse folgen mehr oder weniger treppenförmig den Mörtelfugen zwischen den Steinen.

Die Brücke wurde 1870 eröffnet und war ein Baudenkmal in Chile. Sie wurde nachträglich mit einer auf beiden Seiten auskragenden Fahrbahnplatte aus Stahlbeton verbreitert



Bild 2. Eingestürzte 7-feldrige Bogenbrücke aus Natursteinmauerwerk über den Rio Claro: Ansicht vor (a) und nach (b) dem Erdbeben.



Bild 3. Eingestürzte 7-feldrige Bogenbrücke aus Natursteinmauerwerk über den Rio Claro: X-förmige Schubrisse in der unteren Längs- und Querseite eines stehengebliebenen Pfeilers (a und b) und Überreste eines Bogens mit nachträglich aufbetonierter Stahlbetonplatte zur Verbreiterung der Fahrbahn (c).

(Bild 3c) und diente vor dem Erdbeben den beiden südwärts führenden Fahrspuren. Im Hintergrund von Bild 2b ist eine neuere Stahlbeton-Bogenbrücke mit den beiden Fahrspuren für die Gegenrichtung zu erkennen, die nur geringfügige Schäden erlitten hat. Bis zur Eröffnung einer Stahlfachwerk-Hilfsbrücke im Januar 2011 als provisorischen Ersatz für die eingestürzte Naturstein-Bogenbrücke wurde die Stahlbeton-Bogenbrücke im Gegenverkehr genutzt.

3.2 Balkenbrücken

Mehrfeldrige Balkenbrücken bestehen in Chile oft aus einer Folge von einfachen Balken mit Fugen auf jeder Zwischenstütze. Dieser Brückentyp weist eine besondere Erdbebenverletzbarkeit bezüglich Trägerabsturz bei ungenügender Länge der Auflagerbank auf. Bild 4 zeigt das typische Schadensbild des Trägerabsturzes bei der alten Brücke „Puente viejo“ über den Fluss Biobío in der Stadt Concepción. Es handelt sich um eine Stahl-Beton-Verbundbrücke von 1400 m Länge mit Einzelspannweiten von etwa 15 m. Im mittleren Teil der Brücke sind über 30 Träger abgestürzt, Bild 4b zeigt vier davon. Die Brücke war bereits beim $M_w = 9.6$ Chile-Erdbeben von 1960 eingestürzt und dann repariert worden [SF65]. Trotz der Reparatur ist sie seit 2003 für jeglichen Verkehr gesperrt. Ausschlaggebend für die Schließung der Brücke waren Bedenken bezüglich ihrer Sicherheit unter Verkehrslasten und nicht bei Erdbeben [Vil+11].

Auch bei der neuen vierspurigen Autobahnbrücke „Puente Llacolén“, die 1 km flussabwärts vom „Puente viejo“ den Biobío mit einer Länge von über 2 km überquert, stürzte das erste Feld auf der Seite Concepción ab (Bild 5a). Die Brücke besteht aus vorfabrizierten Doppel-T-Spannbetonträgern mit einer Fahrbahnplatte aus Ortsbeton. Die Regelspannweite beträgt 38 m mit einer Fuge auf jeder Zwischenstütze. Bei der vom Absturz betroffenen Pfeilerachse münden Rampenbrücken von beiden Seiten in die Hauptbrücke, so dass sich relativ komplizierte Erdbebenbeanspruchungen ergeben haben müssen (Bild 5). Risse im Boden, primär in den Pfeilerachsen und parallel zum Fluss verlaufend, deuten auf starke Längsschwingungen der Brücke hin sowie möglicherweise auf Spreizbruch des Baugrunds infolge Bodenverflüssigung („Lateral Spreading“, Bild 5b). Da auch die einzige Alternativroute über den Fluss Biobío in Concepción, die Brücke „Juan Pablo II“, nach dem Erdbeben unpassierbar war, legte das Militär in wenigen Tagen zwei Stahlfachwerk-Hilfsbrücken vom Typ „Mecano“ über das eingestürzte Feld, so dass wieder in beiden Richtungen je eine Fahrspur mit reduzierter Geschwindigkeit zur Verfügung stand (Bild 5a).

Bei der dritten Brücke über den Fluss Biobío in Concepción, der Brücke „Juan Pablo II“, versagten drei Pfeilerreihen im Uferbereich auf der Seite Concepción auf Schub in Brückenlängsrichtung (Bild 6). Es handelt sich ebenfalls um eine vierspurige Autobahnbrücke mit einer Länge von 2.3 km be-

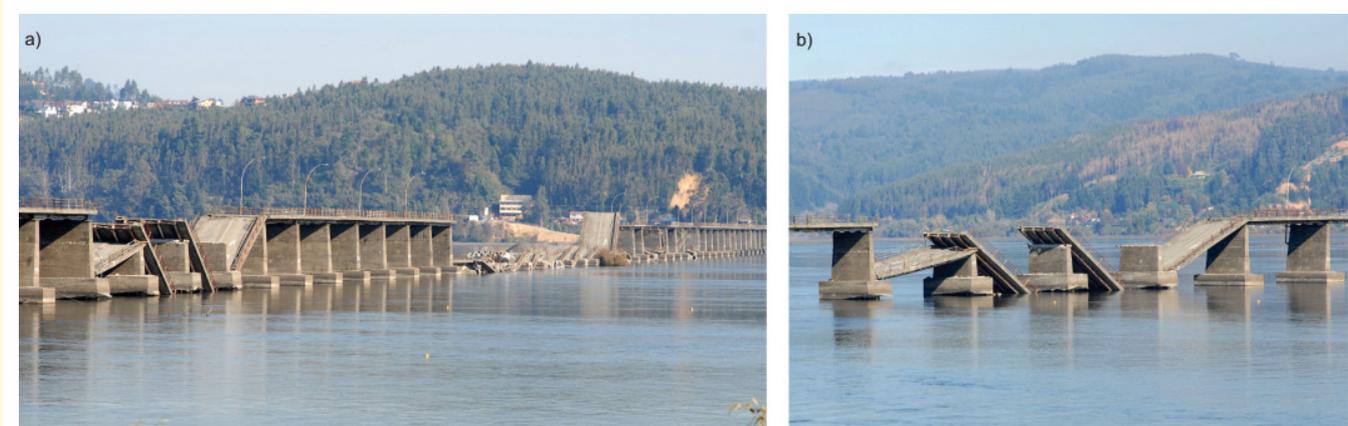


Bild 4. Trägerabsturz bei der älteren Stahl-Beton-Verbundbrücke „Puente viejo“ über den Fluss Biobío in Concepción: Ansicht (a) und vier abgestürzte Träger im mittleren Bereich (b).



Bild 5. Trägerabsturz bei der neuen vierspurigen Autobahnbrücke „Puente Llacolén“ über den Fluss Biobío in Concepción: Stahlfachwerk-Hilfsbrücke über das abgestürzte Feld (a), landseitige Stütze mit Rissen im Baugrund (b), flussseitige Stütze (c).



Bild 6. Stützenversagen bei der Brücke „Juan Pablo II“ über den Fluss Biobío in Concepción: Ansicht der Brücke mit den Stützen mit Schubbruch beim Ufer links (a), Detailansicht der Stütze mit Schubbruch (b und c).

stehend aus vorfabrizierten Doppel-T-Spannbetonträgern mit einer Fahrbahnplatte aus Ortsbeton. Die Regelspannweite beträgt etwa 30 m mit einer Fuge auf jeder Zwischenstütze. Die um 45°-geneigte Schubbruchfläche auf der Längsseite der Pfeiler passieren praktisch nur Längsstäbe der Bewehrung, eine eigentliche Schubbewehrung ist nicht zu erkennen und insbesondere auch nicht eine Umschnürungsbewehrung, die für duktiles Stahlbetonverhalten erforderlich wäre (Bild 6c). Auf Schub versagt haben die wesentlich niedrigeren Stützen im Vorland und nicht die höheren Stützen im Fluss. Dies war zu erwarten, da kurze Stützen steifer sind und ein kleineres Verformungsvermögen haben als lange Stützen. Aus diesem Grund ziehen sie größere Schubkräfte an und daher kann es zum schubkritischen Kurzen-Stützen-Versagen („short column effect“) kommen, wenn die kurze Stütze nicht entsprechend bemessen wurde. Von geotechnischer Seite wird das Stützenversagen primär dem Spreizbruch des Baugrunds im Uferbereich in Richtung Fluss zugeschrieben, welches durch Bodenverflüssigung in tieferen Schichten verursacht wurde [Vil+11]. Die Schubbruchflächen verlaufen gegen das Land schräg nach unten, so dass sie effektiv durch eine Uferbewegung in Richtung Fluss mit entsprechendem Druck auf den unteren Stützentheil hervorgerufen worden sein könnten (Bild 6b).

Bei der Autobahnbrücke „Puente Perquilauquén“ 350 km südlich von Santiago auf der Ruta N° 5 verschob sich die jün-

gere der Zwillingsbrücken um gut 30 cm in Querrichtung zur älteren, parallel verlaufenden Brücke (Bild 7a). Die Querverschiebung ist gut sichtbar im Versatz des Geländers und der Sicherheitslinie bei der Dilatationsfuge (Bild 7b). Ebenfalls wurde ein vertikaler Versatz von bis zu 10 cm beobachtet. Bei der jüngeren Brücke handelt es sich um eine 12-feldrige Balkenbrücke aus vorfabrizierten Spannbetonträgern mit einer Regelspannweite von 45 m und Fugen auf jeder Zwischenstütze. Die ältere Brücke weist einen Doppelhohlkastenquerschnitt auf und wurde jeweils monolithisch über vier Felder verlaufend in Ortsbeton erstellt. Ein Blick unter die Brückenträger der jüngeren Brücke zeigt, dass sich die Längsträger quer verschoben haben und teilweise von den Gummilagern gefallen sind (Bild 8a), welche unverankert im Mörtelbett lagen. Die dünnen, schwach armierten, seitlichen Puffer, die eine Querverschiebung verhindern sollten, wurden von den Randträgern weggeschlagen. Ein Gummilager mit den Abmessungen 40 cm x 40 cm x 10 cm ist auf den Boden gefallen (Bild 8b). Anstelle von Horizontalkraftlagern ist eine Absturzsicherung der Träger vorgesehen, nämlich für die Querrichtung durch die seitlichen Puffer und für die Längsrichtung durch eine breite Auflagerbank. Da die ältere Zwillingsbrücke praktisch keine Schäden aufwies, konnte der Verkehr in beiden Richtungen über diese geführt werden, bis die jüngere Zwillingsbrücke repariert war.



Bild 7. Querverschiebung der Autobahnbrücke „Puente Perquilauqué“: Ansicht (a), Querversatz des Geländers und der Sicherheitslinie bei der Dilatationsfuge (b).



Bild 8. Querverschiebung der Autobahnbrücke „Puente Perquilauqué“: Die Randträger rechts haben den seitlichen Puffer weggeschlagen und sind vom Gummilager auf das Stützenjoch gefallen (a). Ein Gummilager ist auf den Boden gefallen (b, rot umrahmt).

3.3 Überführungen

Auf dem Abschnitt Santiago-Chillán der vierspurigen Nord-Süd-Autobahn befinden sich etwa 40 Straßenüberführungen ähnlichen Bautyps, die von unbeschädigt bis zum Total-Einsturz praktisch alle Schädigungsgrade aufwiesen. Es handelt sich um zweifeldrige Balkenbrücken aus vorfabrizierten Doppel-T-Spannbetonträgern mit einer Fahrbahnplatte aus Ortsbeton. Jeder Spannbetonträger liegt auf einem der zwei Widerlager sowie einer Stütze auf dem Mittelstreifen auf (Bild 9a). Die Spannweiten der einfachen Balken liegen zwischen 20 m und 27 m. Jede Spannweite ist als einfacher Balken mit einer Zwischenfuge über der Stütze auf dem Mittelstreifen ausgebildet. Die Spannbetonträger sind auf unverankerten, dünnen Gummilagern gelagert. Die beiden Widerlager und vermutlich auch die Mittelstütze sind auf Pfählen fundiert.

Bild 9 zeigt als Beispiel für kleinere Schäden eine Überführung bei Talca mit Rissen und Abplatzungen in den Fugen sowie bei den seitlichen Puffern („Ohren“), die exzessive Querverschiebungen vermeiden sollen. Der aufgeschüttete Straßendamm setzte sich um die Widerlager bis zu 1 m. Die vermörtelte Deckschicht brach auf und fiel auf den Stand-

streifen hinunter (Bild 9b). Im Übergangsbereich zwischen Widerlager und Straßendamm zeigte ein neuer Schwarzbelag, dass die Setzungen der Fahrbahn bereits repariert wurden.

Bild 10 zeigt eine Überführung mit mittleren Schäden in Chillán, die erst kurz vor dem Erdbeben neu eröffnet worden war. Die Randträger wären beinahe abgestürzt. Sie wurden mit Hilfsstützen vor der Widerlagerwand gestützt (Bild 10a). Die Träger der schief gelagerten Brücke verdrehten sich leicht um die vertikale Achse mit der Folge, dass der Randträger in der spitzen Ecke die größte horizontale Verschiebung erfuhr (Bild 11). Da das Gummilager nicht verankert war, verrutschte es während des Erdbebens. Infolgedessen liegt der Randträger in Bild 11c auf der Seite des Widerlagers exzentrisch auf dem Mörtelbett auf. Die Stangen in Bild 11a waren ursprünglich senkrecht und sind Festhaltevorrichtungen in vertikaler Richtung (Holding-Down Devices) zur Aufnahme negativer Auflagerreaktionen infolge Erdbeben. Sie bestehen aus einem Bewehrungsstab, der durch ein Stahlrohr geschützt wird, und sowohl in das Widerlager wie auch die Ortsbetondecke über den Spannbetonträgern einbetoniert ist. Der Bewehrungsstab mit Durchmesser 22 mm



Bild 9. Überführung bei Talca mit kleineren Schäden (a). Setzungen des Strassendamms von ca. 50 cm (b) um das Widerlager links in Bild (a).



Bild 10. Schief gelagerte Überführung bei Chillán mit mittleren Schäden (a), Risse im aufgeschütteten Strassendamm mit der Überführung im Hintergrund (b).

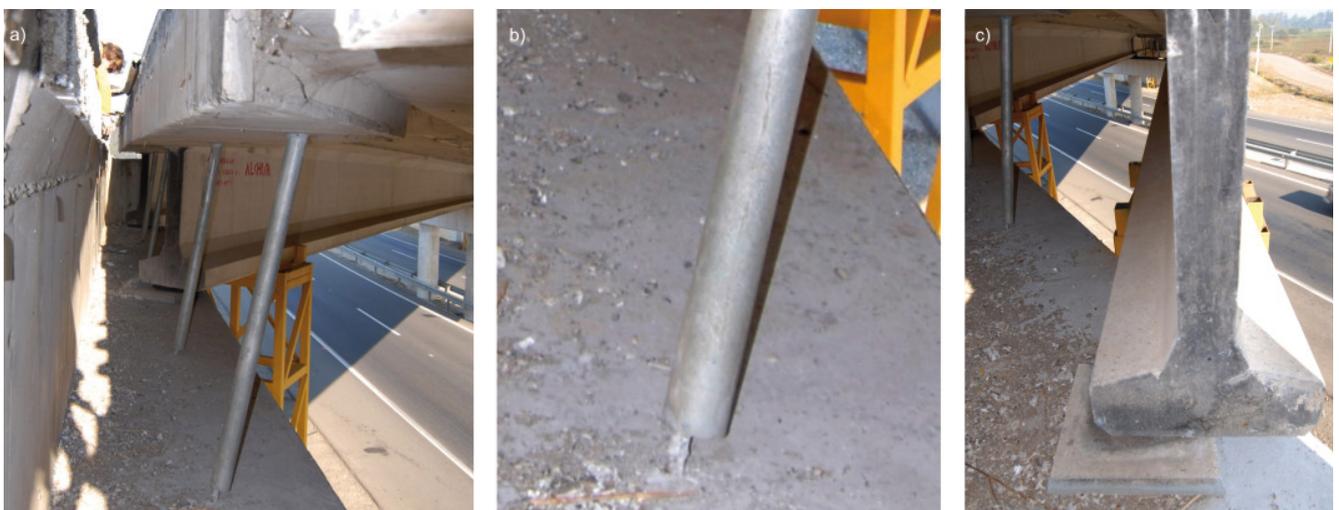


Bild 11. Widerlagerbank der Überführung aus Bild 10. Festhaltevorrückungen zur Aufnahme negativer Auflagerreaktionen (a) bestehend aus je einem Bewehrungsstab geschützt durch ein Stahlrohr (b). Der beinahe abgestürzte Randträger liegt exzentrisch auf dem Mörtelbett des heruntergefallenen Gummilagers auf (c).



Bild 12. Überführung bei Chada mit schweren Schäden (a), Aufwölbung zweier Gehsteigplatten infolge starker Bodenbewegung direkt neben der Überführung (b).



Bild 13. Widerlager der Überführung aus Bild 12. Der Randträger erlitt schwere Schäden im Unterflansch und im Steg beim Anprall an den seitlichen Puffer, der beschädigt stehen blieb (a). Die Träger sind quer von den Lagern gefallen und die Stangen der vertikalen Festhaltevorrchtung stehen schräg (b).

ist in Bild 11b am unteren Rand des Stahlrohrs zu erkennen. Zwischen den Trägern sind jeweils zwei Stangen angeordnet; dies entspricht auch der Anordnung bei der Autobahnbrücke in Bild 8a. Diese ursprünglich vertikalen Stangen haben die Querbewegung, denen die Träger unterworfen waren, mitgemacht, ohne zu versagen. Es fehlten jedoch wirkungsvolle seitliche Puffer, um die Querbewegung der Träger zu verhindern oder zu beschränken. Die vorhandenen Puffer waren zu weit von der ursprünglichen Lage der Träger entfernt und außerdem zu schwach. Im aufgeschütteten Straßendamm sind breite, primär längs verlaufende Risse entstanden (Bild 10b).

Bei der Überführung in Chada erlitten die Randträger schwere Schäden im Unterflansch und im Steg beim Anprall an die seitlichen Puffer (Bild 12a und 13). Die Puffer wurden ebenfalls stark beschädigt, doch hielten sie stand. Die Schäden im Randträger sind auf den fehlenden Endquerträger zurückzuführen, der den Randträger beim Anprall des Unterflansches an den Puffer stabilisiert hätte (Bild 13b). Der Randträger erfuhr durch den Anprall eine starke Torsionsbeanspruchung, die eine übermäßige Querbiegung des Unterflansches und des Steges verursachte. Die ursprünglich vertikalen Stangen der Festhaltevorrchtung wurden schräg gestellt, wie in Bild 13b ebenfalls ersichtlich. Von den Unterflansch-Schäden betroffen wurden sowohl der Randträger Seite Santiago auf dessen Ostende als auch der Randträger

Seite Chillán auf dessen Westende, so dass eine Verdrehung des Überbaus um die vertikale Achse ähnlich wie bei der Überführung in Chillán ursächlich sein könnte. Die Aufwölbung zweier Gehsteigplatten direkt neben der Überführung zeigt, dass eine starke Bodenbewegung geherrscht haben muss (Bild 12b).



Bild 14. Eingestürzte Überführung bei Ranagua. Die heruntergefallenen Träger sind weggeräumt und eine provisorische Fußgängerpasserelle führt über die Autobahn.



Bild 15. Reparatur der Überführung bei Rengo. Stahlseile entlang der Widerlagerbank zum Zurückschieben der Träger (a) und Montage von Z-förmigen Haken auf dem Stützenjoch zur Lagerung der Stahlseile (b).

Nur eine einzige Überführung auf dem Autobahnabschnitt Santiago-Chillán erlitt einen Totalschaden. Bei der Ausfahrt Ranagua waren die heruntergefallenen Träger bereits weggeräumt und eine provisorische Fußgängerpasserelle war errichtet worden. Bild 14 zeigt die verbliebene Mittelstütze und ein Widerlager der früheren Überführung. Weitere zwei Überführungen sind auf der nördlichen Umfahringautobahn von Santiago eingestürzt.

Fünf Wochen nach dem Erdbeben waren die Reparaturarbeiten an den Brücken in vollem Gang. Bei Rengo etwas südlich von Ranagua wurden die in erster Linie quer verschobenen Brückenträger wieder in die ursprüngliche Lage zurückgebracht. Dazu wurden Stahlseile entlang der Widerlagerbank und dem Stützenjoch montiert (Bild 15). Große Z-förmige Haken aus fachwerkartig zusammengeschweißten Platten dienen zur Lagerung der Stahlseile (Bild 15b). Die Schräge der ursprünglich vertikalen Stangen zwischen den Trägern zeigt die vom Erdbeben verursachte Querverschiebung von knapp 1 m beim Widerlager und von etwa 20 cm bei der Stütze. Die Reparaturarbeiten waren auf die Wiederherstellung des Zustands vor dem Erdbeben ohne irgendeine Ertüchtigung des Systems beschränkt. Die Träger wurden auf neue nicht verankerte Gummilager versetzt, neue vertikale Stangen wurden montiert und die seitlichen Puffer ersetzt. Meist wies das Tragwerk von Stützen und Widerlagern praktisch keine Schäden mit Ausnahme der erwähnten Puffer auf, da über die nicht verankerten Gummilager und die schwachen Puffer keine großen horizontalen Erdbebenkräfte von den Brückenträgern in den Unterbau übertragen werden konnten. Bei den Widerlagern mussten jeweils die Schäden infolge der Setzungen der Aufschüttungen repariert werden.

4 Erdbebenbemessung der Brückenlager

Die zahlreichen Schadensbilder der Überführungen über die Autobahn mit von den Lagern gerutschten Trägern lassen zuerst vermuten, dass Brückenlager in Chile nicht auf Erdbebenkräfte ausgelegt werden und stattdessen mit konstruktiven Maßnahmen wie seitlichen Puffern, breiten Auflagerbänken und Festhaltevorrichtungen versucht wird, den Absturz des Brückenträgers zu verhindern. Bei genauerer Betrachtung der chilenischen Norm für Brücken („Manual de Carreteras“ [EUA02]) zeigt sich aber, dass die Brückenlager sehr wohl auf Erdbebenkräfte bemessen werden. Die

zahlreichen Schäden an den Brückenlagern weisen jedoch darauf hin, dass die Erdbebenanregung während des Centro-Sur-Erdbebens wesentlich größer gewesen ist als das Bemessungsbeben (siehe Abschnitt 2). Außerdem konnten nach dem Versagen der Lager die konstruktiven Maßnahmen die Erdbebenbeanspruchungen nicht übernehmen. Im folgenden werden die chilenischen Erdbebenbestimmungen für Brückenlager am Beispiel der Überführungen mit den entsprechenden Regeln des EC 8 [CEN05] verglichen.

4.1 Manual de Carreteras

Die chilenischen Erdbebenbestimmungen für Brücken befinden sich im umfangreichen Straßenhandbuch („Manual de Carreteras“), das Regeln für verschiedene Bemessungsaspekte von Verkehrswegen und deren Kunstbauten enthält [EUA02]. Die typischen Überführungen (Bilder 9 bis 15) gelten als Brücken aus einfachen Balken mit maximal zwei Feldern und Spannweiten bis 70 m. Diese Brücken dürfen nach der so genannten Methode des seismischen Koeffizienten, einem vereinfachten Ersatzkraftverfahren, bemessen werden. Der horizontale seismische Koeffizient K_h beträgt unabhängig vom Schwingungsverhalten der Brücke:

$$K_h = \frac{K_f S A_0}{2g} = \frac{0.8 \cdot 1.0 \cdot 0.3g}{2g} = 0.12$$

wobei $K_f = 0.8$ der Bedeutungsfaktor für Überführungen, $S = 1.0$ ein Baugrundparameter für Baugrundklasse II (entsprechend Baugrundklasse B nach EC 8), $A_0 = 0.3 g$ die effektive horizontale Bodenbeschleunigung in der chilenischen Erdbebenzone 2 und g die Erdbeschleunigung sind. Insgesamt resultiert eine horizontale Ersatzkraft von nur 12% des Eigengewichts, die z. B. für die Bemessung der Lager in Längs- und Querrichtung der Brücke anzusetzen ist.

Als Festhaltevorrichtungen schreibt das „Manual de Carreteras“ vertikale Stäbe von Durchmesser 22 mm oder dicker vor, so genannte „Barras de Anclaje“ (Bild 11), die mit dem folgenden vertikalen seismischen Koeffizienten zu bemessen sind:

$$K_v = \frac{A_0}{2g} = \frac{0.3g}{2g} = 0.15$$

Dabei ist die positive Auflagerreaktion infolge des Eigengewichts zu vernachlässigen, d.h. die vertikalen Stäbe sind auf eine Zugkraft von 15% des Eigengewichts auszulegen.

Zur Begrenzung der Querverschiebung sind gemäß „Manual de Carreteras“ bei den Auflagern seitliche Puffer mit einer Minimalhöhe von 30 cm vorzusehen (Bild 15). Die Puffer müssen die halbe horizontale Lagerkraft in Querrichtung aufnehmen können und sie müssen „genügend duktil“ sein, ohne dass das „Manual de Carreteras“ irgendwelche konstruktiven oder konzeptionellen Regeln vorgibt, wie diese Duktilität zu erreichen wäre. Zwischen Puffer und Brückenträger ist eine Fuge mit der Breite gleich der Lager-Querverschiebung infolge Erdbebenersatzkraft plus 5 cm vorzusehen.

Querträger in den Pfeiler- und Widerlagerachsen werden nur in der höchsten Erdbebenzone 3 verlangt und zwar für die Aufnahme der Auswirkungen infolge vertikaler Erdbebenanregung. Die Randträger müssen für die Auswirkungen des Anpralls auf die Puffer auch bei fehlendem Querträger nicht nachgewiesen werden (Bild 15).

Zur Absturzsicherung des Brückenträgers muss die Auflagerbank des Widerlagers die folgende Mindest-Überlappungslänge N in Brückenlängsrichtung aufweisen:

$$N = (205 + 1.67 L + 6.66 H) (1 + 0.000125 \alpha^2) \text{ mm}$$

wobei L die Brückenlänge in m bis zur nächsten Dilatationsfuge, H die Höhe in m des benachbarten Pfeilers und α der Winkel in Grad der Schiefe der Lagerachse sind. Die resultierenden Abmessungen für die Absturzsicherung sind unabhängig von der Baugrundklasse. Für den Fall einer typischen geraden ($\alpha = 0$) Überführung mit einer Trägerlänge von $L = 27$ m und einer Pfeilerhöhe von $H = 6$ m ergibt sich eine minimale Breite der Auflagerbank von nur $N = 228$ mm (Bild 16).

4.2 Eurocode 8

Die Erdbebenbemessungsregeln für Brückenlager sind im Kapitel 6.6 des Teils 2 „Brücken“ des EC 8 aufgeführt [CEN05]. Grundsätzlich sind Erdbebenkräfte durch Lager vom Überbau auf den Unterbau zu übertragen. Der EC 8 lässt jedoch zu, dass dazu auch so genannte seismische Verbinder („Seismic Links“), wie Schubnocken, Puffer, Stangen- oder Kabelverbindungen, anstelle von Lagern verwendet werden, falls dynamische Anpralleffekte in der Bemessung der seismischen Verbinder berücksichtigt werden. Die horizontale Ersatzkraft beträgt 24% des maßgebenden Gewichts für die chilenische Erdbebenzone 2 und Baugrundklasse B (entsprechend Baugrundklasse II nach chilenischer Norm) sowie unter Berücksichtigung eines Verhaltensbeiwerts von $q = 1.5$ und einer Grundschwingzeit der Brücke auf den Gummilagern von etwa 1 s. Die horizontale Ersatzkraft gemäß EC 8 entspricht daher gerade dem doppelten Wert der chilenischen Norm. Bei dynamischen Beanspruchungen wie Erdbeben dürfen die Horizontalkräfte nicht über Reibung abgetragen werden, sondern die Lager sind für die volle horizontale Reaktionskraft infolge Erdbeben zu verankern [CEN01].

Die seismischen Verbinder, d.h. hier die seitlichen Puffer, sind nach der Methode der Kapazitätsbemessung auszulegen, wobei der horizontale Widerstand der Lager zu Null angenommen werden muss. Zur Reduktion der dynamischen Anpralleffekte müssen Vorrichtungen zur Stoßübertragung

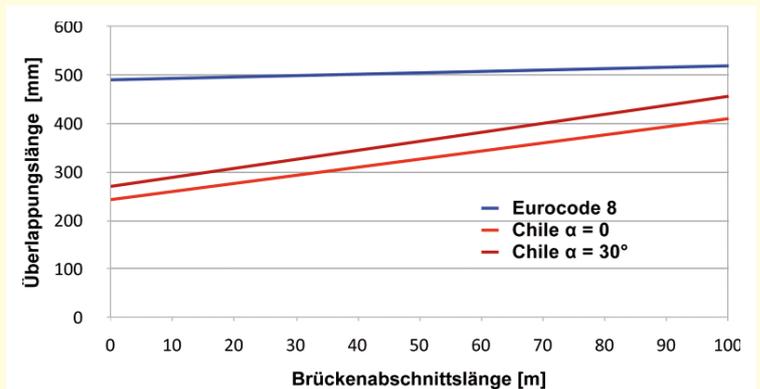


Bild 16. Überlappungslängen der Auflagerbereiche in Brückenlängsrichtung von Überführungen mit unterschiedlicher Schiefe α der Lagerung gemäss Eurocode 8 und chilenischer Norm für Baugrundklasse B bzw. II in Erdbebenzone 2.

(„Shock Transmitting Units“) eingesetzt werden.

Festhaltevorrichtungen („Holding-down devices“) müssen dort vorgesehen werden, wo die vertikale Auflagerreaktion infolge Erdbebeneinwirkung einen Prozentsatz p_H der vertikalen Auflagerreaktion infolge ständiger Einwirkungen überschreitet. Der Prozentsatz p_H ist ein national festzulegender Parameter (NDP) mit dem empfohlenen Wert $p_H = 80\%$ für kapazitätsbemessene Brücken mit duktilem Verhalten und $p_H = 50\%$ in den übrigen Fällen.

Die Mindest-Überlappungslänge l_{ov} zur Absturzsicherung des Brückenträgers beträgt bei einem Endauflager auf einem Widerlager:

$$l_{ov} = l_m + \frac{2d_g L_{eff}}{L_g} + d_{Ed} + s$$

wobei die einzelnen Parameter folgendermaßen definiert sind: $l_m \geq 400$ mm ist ein Minimalmaß der Überlappungslänge zur Übertragung der Auflagerkraft, d_g die Bemessungsbodenverschiebung, L_{eff} die effektive Brückenabschnittslänge, L_g eine von der Baugrundklasse abhängige Distanz, ab welcher die Bodenbewegung als vollkommen unkorreliert betrachtet werden darf, d_{Ed} der Bemessungswert der Längsverschiebung unter der Bemessungssituation Erdbeben sowie s der Schlupf in seismischen Verbindern, soweit solche vorhanden sind. Für den Fall der typischen chilenischen Überführung mit einer Trägerlänge von $L_{eff} = 27$ m ergibt sich unter Annahme der Baugrundklasse B ($L_g = 500$ m) in Erdbebenzone 2 sowie eines Bedeutungsfaktors 0.8 und einer Grundschwingzeit von 1 s eine minimale Breite l_{ov} der Auflagerbank von 498 mm (Bild 16).

4.3 Vergleich der chilenischen Erdbebenbestimmungen mit dem Eurocode 8

Gemäß EC 8 sind die Lager entweder auf die Auswirkungen infolge Erdbebeneinwirkung auszulegen oder es können seismische Verbinder, z. B. seitliche Puffer, zur Übernahme der Erdbebenauswirkungen vorgesehen werden. In letzterem Fall ist der Widerstand der Lager gleich Null anzunehmen und die seismischen Verbinder sind auf die vollen Erdbebenauswirkungen zu dimensionieren. Gemäß chilenischer Norm müssen die Puffer nur auf die halben Erdbebenauswirkungen ausgelegt werden. Wenn die Puffer nicht satt am Träger anliegen, schreibt der EC 8 besondere Vorrichtungen zur Stoßübertragung vor, um die Stoßeffekte zu dämpfen. In Chile sind solche Dämpfer nicht vorgeschrie-

ben. Die chilenische Norm beschränkt sich darauf, einen Zwischenraum zwischen Träger und Puffer vorzuschreiben, so dass gefährliche Stoßeffekte, die die Puffer stark beschädigen, unvermeidlich werden (Bilder 8 und 15).

Unverankerte Gummilager, wie in Chile üblich, sind nach der europäischen Lagernorm für Erdbebenbeanspruchungen nicht erlaubt, da dynamische Beanspruchungen nicht über Reibung abgetragen werden dürfen [CEN01]. In der Schweiz darf nach den konstruktiven Richtlinien des Bundesamts für Straßen (ASTRA) eine Abtragung durch Reibung angenommen werden, falls die dazugehörige Normalkraft unter Berücksichtigung der horizontalen und vertikalen Komponenten der Erdbebeneinwirkung bestimmt wird [AST08]. Diese Regelung wurde im Sinne einer Relaxation der europäischen Bestimmungen für hohe Seismizität für die in der Schweiz vorherrschende niedrige bis mittlere Seismizität entwickelt. Zu beachten ist ferner, dass im Falle der Autobahnüberführungen die für die Lagerbemessung maßgebende horizontale Ersatzkraft nach chilenischer Norm nur gerade 12% des Eigengewichts beträgt und sämtliche Lager horizontale Kräfte übertragen, so dass eine Abtragung über Reibung allein zumindest für die normgemäßen Erdbebenbeanspruchungen auch unter Berücksichtigung der vertikalen Anregung möglich erscheint. In Wirklichkeit müssen die Erdbebenbeanspruchungen bei den beschädigten Autobahnüberführungen wesentlich größer gewesen sein, wie es auch die Messwerte in Tabelle 1 vermuten lassen. Die unverankerten Gummilager wirkten zusammen mit den schwachen seitlichen Puffern wie ungewollte Sollbruchstellen, die größere Schäden am Unterbau verhinderten.

Vertikale Festhaltevorrichtungen sind in Chile immer vorgeschrieben, während sie gemäß EC 8 nur vorgeschrieben sind, falls die vertikale Reaktion infolge Erdbeben einen gewissen Prozentsatz p_H der vertikalen Auflagerreaktion infolge ständiger Einwirkungen überschreitet. Bei den betrachteten Überführungen in der chilenischen Erdbebenzone 2 würde die vertikale Reaktion gemäß EC 8-Bemessungsspektrum 54% erreichen, so dass die Limite von $p_H = 50\%$ für konventionelle Bemessung überschritten wäre und ebenfalls vertikale Festhaltevorrichtungen anzuordnen wären (siehe Abschnitt 4.2). Die vertikale Reaktion gemäß EC 8 wird unter Berücksichtigung eines Verhaltensbeiwerts $q = 1.5$ für vertikale Anregung ermittelt. Für die in Chile besichtigten Brücken waren die vertikalen Stangen, die das Abheben der Träger infolge vertikaler Beschleunigungen verhindern sollten, vermutlich eher überdimensioniert, da bei den meisten Messstationen außerhalb Concepción maximale vertikale Spektralbeschleunigungen kleiner als 1 g gemessen wurden.

Zur Absturzsicherung in Längsrichtung des Brückenträgers sehen beide Normen minimale Überlappungslängen in den Auflagerbereichen vor. Obwohl unterschiedliche Parameter in den Bemessungsgleichungen verwendet werden, ist die um etwa 200 mm größere Überlappungslänge gemäß EC 8 primär auf das entsprechend größere Minimalmaß $l_m \geq 400$ mm zurückzuführen. Der Einfluss der übrigen Parameter ist bei der kleinen maßgebenden Brückenabschnittslänge entsprechend der Spannweite der einfachen Balken von 27 m recht gering (Bild 16). Auffallend in Bild 16 ist der wesentlich steilere Verlauf der chilenischen Überlappungslänge in Funktion der Brückenabschnittslänge. Interessant ist ferner die Berücksichtigung der Schiefe der Lagerung in der chile-

nischen Norm mit dem Winkel α , die zu einer Vergrößerung der Überlappungslänge führt. Im EC 8 wird hingegen die Schiefe der Lagerung bei der Berechnung der minimalen Auflagerlänge vernachlässigt. Einige Autoren (z. B. [Eln+10] und [HSV10]) weisen darauf hin, dass schiefe Brücken eine breitere Auflagerbank zur Absturzsicherung benötigen. Die Formel zur Berechnung der Auflagerlänge im „Manual de Carreteras“ führt bei einer Schiefstellung von 30° nur zu einer ungefähr 10% größeren Überlappungslänge (Bild 16). Dies ist relativ gering, wenn man es mit den um 100% verschiedenen Minimalmassen für die Auflagerlänge im „Manual de Carreteras“ und EC 8 vergleicht. Bei beiden Normen ist die Überlappungslänge unabhängig vom Freiraum auf der gegenüberliegenden Seite bis zum Anschlag auf ein Hindernis, z. B. auf die Widerlagerrückwand, wie es in der Norm SIA 261 für feste Längslagerung geregelt ist [SIA03].

Zusätzlich zur Absturzsicherung in Längsrichtung sind die Lager auf die horizontalen Erdbebenkräfte in Längsrichtung zu bemessen. Bei beiden Normen gilt die Absturzsicherung als zweite Verteidigungslinie zur Vermeidung übermäßiger Schäden (Trägerabsturz) im Sinne einer robusten Bemessung, falls das Bemessungsbeben überschritten wird. Die Absturzsicherung allein genügt nicht zur Erdbebensicherung. Beim EC 8 können alternativ zur Lagerbemessung seismische Verbinder in Längsrichtung, z. B. Stangen oder Kabel, zusammen mit Vorrichtungen zur Stoßübertragung angeordnet werden.

5 Schlussfolgerungen

Das Ziel dieses Beitrags war es, einige Schadensbilder von Brücken, die während des Chile-Erdbebens in 2010 beschädigt wurden, zusammenzutragen und mögliche Ursachen für die Schäden zu diskutieren. In Anbetracht der außerordentlichen Stärke des Erdbebens und des riesigen Gebietes, in dem das Bemessungsbeben überschritten wurde, sind abgesehen von der Region Concepción relativ wenige Brücken eingestürzt oder stark beschädigt worden. Entlang der Nord-Süd-Autobahn Ruta N° 5 hat sich das Konzept der Zwillingbrücken mit je zwei Fahrspuren und unterschiedlichen Bauperioden, Konstruktionstypen und Normengenerationen bewährt. Die daraus resultierende Redundanz führte dazu, dass die Autobahn mit zumindest einem Fahrstreifen je Richtung über die ganze Länge befahrbar war, nachdem abgestürzte Träger von Autobahnüberführungen entfernt worden waren.

Abgesehen von der Bogenbrücke über den Rio Claro und dem „Puente Perquilauquén“ mit Einhängeträgern waren alle beschädigten Brücken Balkenbrücken mit Einfeldträgern. Dieser Brückentyp ist bereits von früheren Erdbeben dafür bekannt, dass er sehr erdbebenverletzbar ist. Entlang der Nord-Süd-Autobahn sind praktisch alle Überführungen von diesem Brückentyp. Trotz Erdbebenbemessung wiesen diese Überführungen die unterschiedlichsten Schädigungsgrade von unbeschädigt bis zum Total-Einsturz auf. Es zeigte sich, dass diese einfachen Brücken für vergleichsweise kleine Erdbebenkräfte bemessen werden, so dass sie auf unverankerten Gummilagern gelagert werden können. Zur Aufnahme stärkerer Erdbebenkräfte nach Versagen bzw. Verrutschen der Gummilager sind seitliche Puffer für die Querrichtung und breite Auflagerbänke für die Längsrichtung vorgesehen, wobei sich diese Maßnahmen oft als ungenügend erwiesen haben und zum Trägerabsturz führten.

Ein Vergleich der Erdbebenbestimmungen für Brückenlager der chilenischen Brückennorm („Manual de Carreteras“ [EUA02]) mit denen im EC 8 [CEN05] zeigt wesentliche Unterschiede auf. So sind seitliche Puffer chilenischer Bauart ohne Dämpfer gemäß EC 8 nicht erlaubt, da sonst die großen Anprallkräfte nicht zu meistern sind. Bei der Absturzsicherung in Längsrichtung fallen die unterschiedlichen Vorgaben für die Überlappungslänge der Auflager auf. Aufgrund der chilenischen Brückennorm ergeben sich erstaunlich geringe Überlappungslängen (Bild 16). Dies sowohl im Vergleich zum EC 8 als auch zu den gemessenen Spektralwerten der Verschiebung (Tabelle 1).

Zur Aufnahme negativer Auflagerreaktionen schreibt die chilenische Brückennorm für alle Erdbebenzonen vertikale Stangen bei allen Lagern vor. Diese Regel ist vermutlich auf entsprechende Schäden bei früheren starken Erdbeben in Chile zurückzuführen. Beim Erdbeben in 2010 wurden zwar sehr viele dieser Stangen beschädigt, doch nicht infolge vertikaler Anregung sondern infolge exzessiver Horizontalverschiebung der Brückenträger. Die vertikalen Stangen erscheinen insbesondere in den Erdbebenzonen 1 und 2 überdimensioniert, da bei den meisten Messstationen außerhalb Concepcións maximale vertikale Spektralbeschleunigungen kleiner als 1 g gemessen wurden. Nach EC 8 wären solche Festhaltevorrichtungen in der höchsten Erdbebenzone 3 und teilweise in der mittleren Erdbebenzone 2 erforderlich.

Literatur

- [Abr+10]
Abrahamczyk, L., Schwarz, J., Lobos, D., Maiwald, H. (2010) "Das Magnitude 8.8 Maule (Chile)-Erdbeben vom 27. Februar 2010 – Ingenieuranalyse der Erdbebenschäden", *Bautechnik* 87 (2010), Heft 8. [AST08]
- ASTRA (2008) "Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken", Bundesamt für Strassen, Bern.
- [Bor+10]
Boroscsek, R., Soto, P., Leon, R., Compte, D. (2010) "Terremoto Centro Sur Chile 27 de Febrero de 2010", *Informe Preliminar N° 4*, Red National de Acelerografos, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [BSL10]
Boroscsek, R., Soto, P., Leon, R. (2010) "The Maule Region Earthquake February 27, 2010, $M_w = 8.8$ ", *RENADIC Report 10/08*, Red National de Acelerografos, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [BW10]
Beyer, K., Wenk, T. (2010) "Das Verhalten von Gebäuden mit Stahlbetontragwänden während des Erdbebens Centro-Sur in Chile am 27.2.2010", D-A-CH-Mitteilungsblatt, *Bauingenieur* 85 (2010), Heft 9. [CEN01]
- CEN (2001) "Structural Bearings – Part 1: General Design Rules", *European Standard EN 1337-1*, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium.
- [CEN05]
CEN (2005) "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges", *European Standard EN 1998-2*, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium.
- [EERI10]
Earthquake Engineering Research Institute (2010) "The M_w 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010", *EERI Special Earthquake Report*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, United States.
- [Eln+10]
Elnashai, A. S., Gencturk, B., Kwon, O., Al-Qadi, I. L., Hashash, Y., Roesler J. R., Kim, S. J., Jeong S.-H., Dukes, J., Valdivia, A. (2010) "The Maule (Chile) Earthquake of February 27, 2010 – Consequence Assessment and Case Studies", *MAE Center Report No. 10-04*, Mid-America Earthquake Center, Buffalo, New York.
- [EUA02]
Etcheverry Celhay, J., Uribe Bascur, C., Arriagada, E. (2002) "Manual de Carreteras, Instrucciones y Criterios de Diseño", Vol. N° 3 Parte III, Gobierno de Chile, Ministerio de Obras Publicas, Dirección de Vialidad, Santiago, Chile.
- [HS10]
Hube, M., Santa María, H. (2010) "Comportamiento Sísmico de Puentes durante el Terremoto del 27 de Febrero", X Jornadas de Sismología e Ingeniería Sísmica, Sesión Terremoto Centro-Sur de Chile 2010, *Presentation slides*, Presentation at the National Earthquake Engineering Conference, Santiago, Chile.
- [HSV10]
Hube, M., Santa María, H., Villalobos F. (2010) "Preliminary Analysis of the Seismic Response of bridges during the Chilean 27 February 2010 Earthquake", *Obras y Proyecto*, Edición 8 Primavera 2010, 48–57, Concepción, Chile.
- [Mar+10]
Martin, C., Beyer, K., Colbeau-Justin, L., Devaux, M., Quistin, P., Vezin, J.-M., Wenk, T. (2010) "Le Séisme du Chili ($M_w=8.8$) du 27 Février 2010 – Rapport de la mission AFPS/SGEB du 9 au 16 avril 2010", *Technical report*, Paris, Frankreich.
- [NCh433-09]
Instituto Nacional de Normalización (2009) "Diseño sísmico de edificios," Norma chilena NCh433-2009, Santiago, Chile.
- [SF63]
Steinbrugge, K.V., Flores, R. (1963) "The Chilean Earthquake of May, 1960: a Structural Engineering Viewpoint", *Bulletin of the Seismological Society of America* 53(2), 225–307
- [SIA03]
SIA (2003) "Actions on Structures", *Swiss Standard SIA 261*, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich.
- [STR10]
Structurae (2010) "Puente sobre el Río Claro", Internationale Galerie und Datenbank des Ingenieurbaus: <http://de.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0006598>
- [USGS10]
USGS (2011) "Datensatz für das Chile Erdbeben am 27.2.2010" (heruntergeladen am 7.2.2011), U. S. Geological Survey, http://nsmpr.wr.usgs.gov/data_sets/20100227_0634.html.
- [Vil+11]
Villalobos, F., Ovando, E., Mendoza, M., Oróstegui, P. (2011) "Damages Observed in the 2010 Concepción Earthquake Related to Soil Phenomena", *Proc. of the 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, January 2011, 10–13, Santiago, Chile.
- [Yas+10]
Yashinsky, M., Oviedo, R., Ashford, S., Fargier-Gabaldon, L., Hube, M. (2010) "Performance of Highway and Railway Structures during the February 27, 2010 Maule Chile Earthquake", *Presentation slides*, available online: <http://www.eqclearinghouse.org/20100227-chile/wp-content/uploads/2010/04/Yashinsky-et-al-Bridges.pdf>

Möglichkeiten und Grenzen der Anwendbarkeit statisch nichtlinearer Verfahren nach DIN EN 1998-1

H. Norda, Ch. Butenweg

Zusammenfassung Die Erdbebenbemessung in Deutschland basiert bislang ausschließlich auf linearen Rechenverfahren, bei denen die nichtlinearen Tragwerksreserven pauschalisiert durch einen materialabhängigen Verhaltensbeiwert berücksichtigt werden. Mit der Einführung der DIN EN 1998-1 können zukünftig auch statisch nichtlineare Rechenverfahren eingesetzt werden, die eine bessere Ausnutzung der Tragwerksreserven erlauben. In diesem Beitrag werden die Grundlagen statisch nichtlinearer Verfahren unter Verwendung von inelastischen und gedämpften Antwortspektren erläutert und hinsichtlich der möglichen Anwendungsgrenzen beurteilt. Die Anwendung wird an einem Mauerwerksgebäude und einem Stahlbetonrahmentragwerk demonstriert. Aus den Ergebnissen werden Empfehlungen für eine sichere Anwendung statisch nichtlinearer Verfahren nach DIN EN 1998-1 für die Baupraxis abgeleitet.

Potentials and limitations of the applicability of non-linear static procedures according to DIN EN 1998-1

Abstract Until recently, the design of buildings under earthquake loading in Germany was only based on linear analysis where nonlinear reserves were only considered by a material-dependent behavior factor. With the introduction of the DIN EN 1998-1 standard, the application of nonlinear static procedures for the design of buildings under earthquake loading became possible. In this contribution, the principles of nonlinear static procedures based on inelastic design spectra and damped response spectra are introduced and their potentials and limitations are discussed. Example applications are presented for a masonry building and a reinforced concrete frame. Based on the results, recommendations for a secure application of nonlinear static procedures according to DIN EN 1998-1 are derived.

1 Einleitung

Die Grundlage der statisch nichtlinearen Verfahren ist die von Freeman et al [1] entwickelte Kapazitätsspektrummethode, die erstmals 1975 als ein Schnellbewertungsverfahren in einem Pilotprojekt zur Bewertung der seismischen Vulnerabilität der Puget Sound Naval Shipyard zur Anwendung kam. Bis heute werden die verformungsbasierten Verfahren auf Grundlage des Ansatzes von Freeman et al [1] stetig weiterentwickelt und verbessert. Eine vereinfachte Variante der statisch nichtlinearen Verfahren stellt die Koeffizientenmethode dar, die in den USA als anerkannte Methode in der FEMA 273 [2] und im ATC 40 [3] verankert ist. Eng verwandt mit dieser Methode ist die im

Anhang B der DIN EN 1998-1 [4] beschriebene N2-Methode, die auf den Arbeiten von Fajfar [5], [6] basiert.

Statisch nichtlineare Verfahren sind unabhängig vom Material und Tragsystem anwendbar und basieren als wesentliche Eingangsgröße auf der Last-Verformungskurve des Tragwerks, die unter monoton wachsenden Horizontallasten bei konstant gehaltenen Vertikallasten zu ermitteln ist. Die Horizontallasten können hierbei linear über die Höhe oder modalformproportional aufgebracht werden. Diese Untersuchung wird allgemein als „Pushover“-Berechnung bezeichnet. Die übliche Form dieser Pushover-Kurve stellt die Dachverschiebung d_{Dach} als Funktion des resultierenden Fundamentschubs F_b dar (Bild 1).

Die Pushover-Kurven können mit experimentellen Untersuchungen ermittelt werden, wobei diese wegen der hohen Kosten und des Aufwands auf Sonderfälle beschränkt sind. Alternativ können nichtlineare Simulationen durchgeführt werden, wenn für die jeweiligen Tragsysteme und Materialien robuste nichtlineare Rechenmodelle zur Verfügung stehen. Die Ermittlung der Kurven muss unter Berücksichtigung großer Verformungen erfolgen und Stabilitäts- und Beuleffekte integral erfassen. Da derartige Rechenmodelle sehr komplex sind, ist eine Anwendung in der Baupraxis auch hier Sonderfällen vorbehalten.

Einen Ausweg aus dieser Problematik bietet die Definition von parametrisierten Last-Verformungskurven für horizontale Aussteifungselemente. In der FEMA 273 [2] finden sich zahlreiche parametrisierte „Backbone“-Kurven für aussteifende Elemente unterschiedlicher Baumaterialien, bei deren Aufstellung auch die konstruktive Durchbildung berücksichtigt wird. Erst mit den parametrisierten Ansätzen ist eine breite Anwendung der statisch nichtlinearen Verfahren möglich, da ansonsten die Last-Verformungskurven von hochspezialisierten Berechnungsingenieuren ermittelt werden müssen.

In der DIN EN 1998-1 [4] sind statisch nichtlineare Verfahren zwar explizit zugelassen, jedoch finden sich keinerlei Vorgaben für eine parametrisierte Bestimmung der Pushover-Kurven. Weitergehende Hinweise für nichtlineare Berechnungen finden sich nur in der DIN EN 1998-3 [7], die aber in Deutschland bauaufsichtlich nicht eingeführt wird. Dieses Defizit wurde im Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA [8] für Mauerwerksbauten durch die explizite Vorgabe von maximalen Verformungskapazitäten in Abhängigkeit der spezifischen Versagensformen aufgehoben. Damit ist die Grundlage für eine breite Anwendung statisch nichtlinearer Verfahren für Mauerwerksbauten grundsätzlich gegeben. Im Mauerwerksbau war dies auf Grund von umfangreichen experimentellen Untersuchungsergebnissen an Schubwänden möglich [9].

Neben der Ermittlung der Last-Verformungskurve ist die Erfassung der dissipativen Effekte von entscheidender Bedeutung für das Nachweisergebnis mit statisch nicht-

Hannah Norda, Christoph Butenweg
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
RWTH Aachen University

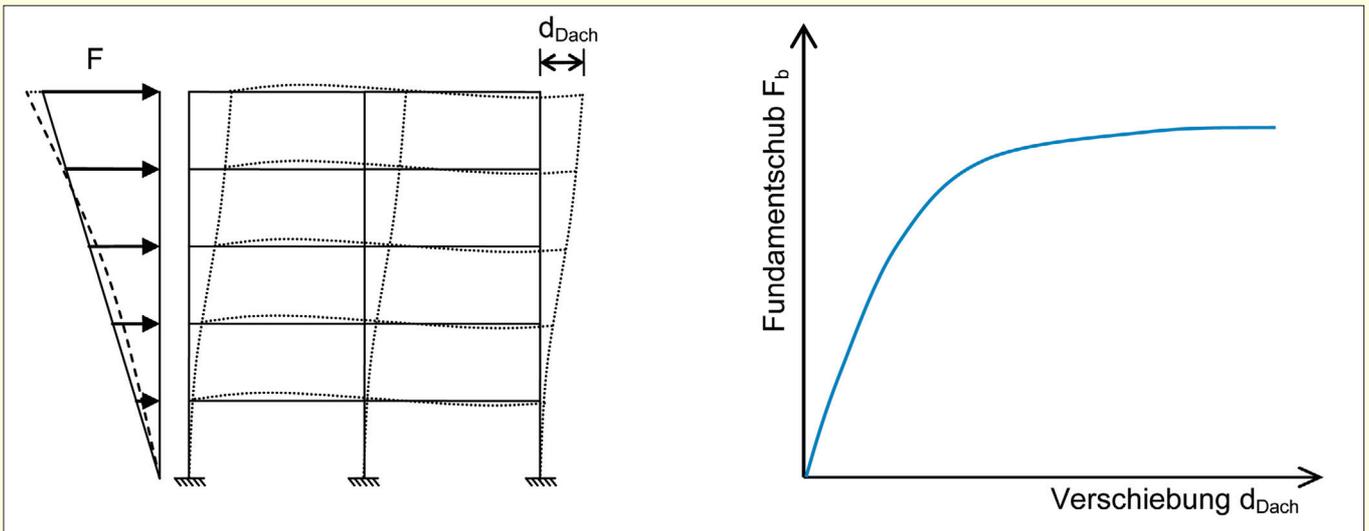


Bild 1. Ermittlung der Last-Verformungskurve (Pushover-Kurve)

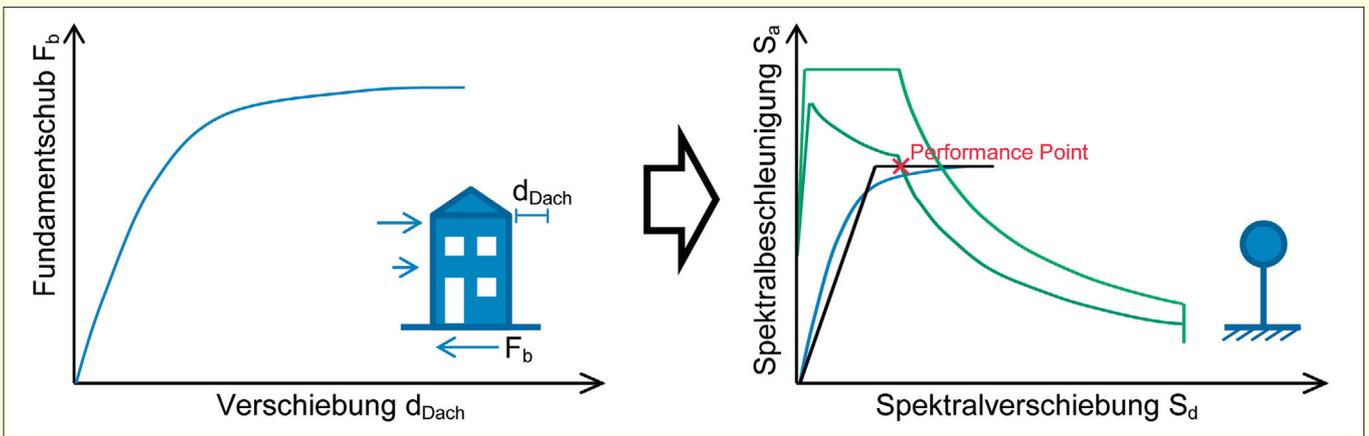


Bild 2. Transformation der Pushover-Kurve und Bestimmung der maximalen Verschiebung („Performance Point“)

linearen Verfahren. Diese können grundsätzlich durch inelastische Antwortspektren oder durch gedämpfte Antwortspektren erfasst werden.

Nachfolgend wird das Gesamtkonzept statisch nichtlinearer Verfahren vorgestellt und es werden die theoretischen Grundlagen der Methode im Anhang B der DIN EN 1998-1 [4] erläutert. Dieses Konzept basiert auf inelastischen Spektren und wird dem Nachweis mit gedämpften Antwortspektren gegenübergestellt. Abschließend werden die Verfahren anhand zweier Beispiele miteinander verglichen und es werden Empfehlungen für die Anwendung in der Baupraxis abgeleitet.

2 Statisch nichtlineare Verfahren

Statisch nichtlineare Verfahren basieren auf der Berechnung der Gebäudekapazität, dargestellt durch die Pushover-Kurve des Gesamtgebäudes, sowie anschließender Transformation in das Last-Verformungs-Diagramm eines äquivalenten Einmassenschwingers. Hierbei wird die Last-Verformungskurve in der Regel zunächst durch eine bilineare Kurve approximiert und anschließend in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm überführt (Bild 2).

Die Transformation erfolgt mit dem modalen Anteilsfaktor (Transformationsbeiwert) Γ , der mit der Massenmatrix M , dem auf den Kontrollpunkt normierten Modalvektor ϕ der ersten Eigenform und dem Vektor r berechnet wird, welcher die Verschiebung der wesentlichen Freiheitsgrade bei einer Einheitsverschiebung des Fußpunktes in der betrachteten Richtung angibt. Bei üblichen Hochbauten entspricht er dem Einvektor 1. Aufgrund der Diagonalstruktur der Massenmatrix kann die matrizielle Formulierung mit den Geschossmassen m_i und den Komponenten des Modalvektors ϕ_i in eine vereinfachte Summationsform überführt werden:

$$\Gamma = \frac{\phi^T M r}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \cdot \phi_i}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} \quad (1)$$

Die Masse m^* des äquivalenten Einmassenschwingers bestimmt sich zu:

$$m^* = \phi^T M r = \sum m_i \cdot \phi_i \quad (2)$$

Mit dem modalen Anteilsfaktor Γ und der Masse m^* , deren Produkt der effektiven modalen Masse entspricht, kann jeder Punkt der auf den Kontrollknoten des Dachgeschos-

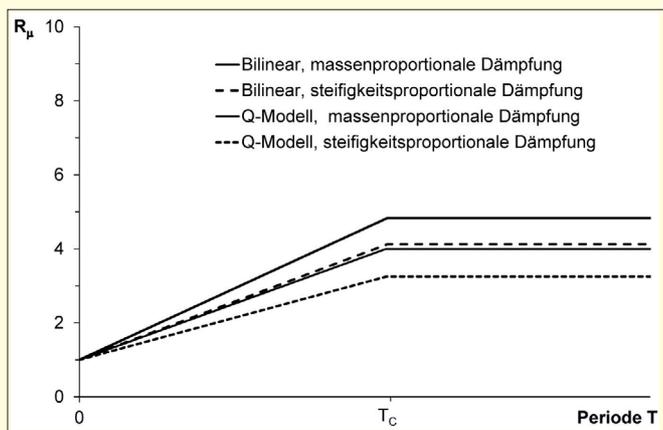


Bild 3. Reduktionsfaktor R_μ für $\mu = 4$ in Abhängigkeit des Hysterese- und Dämpfungsmodells [10]

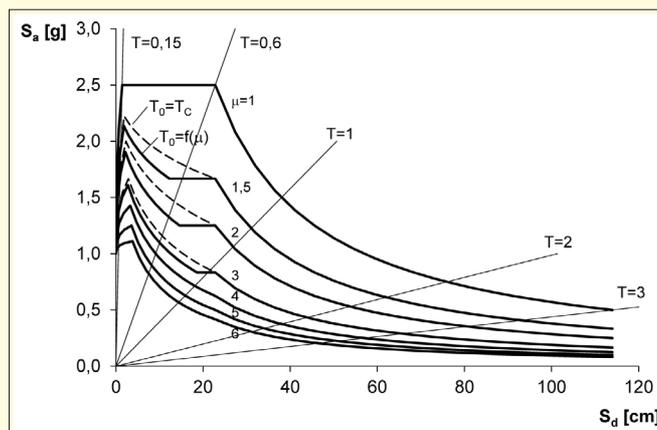


Bild 5. Inelastische Spektren für den Reduktionsfaktor R_μ mit $T_0 = T_C$ und $T_0 = f(\mu)$ [6]

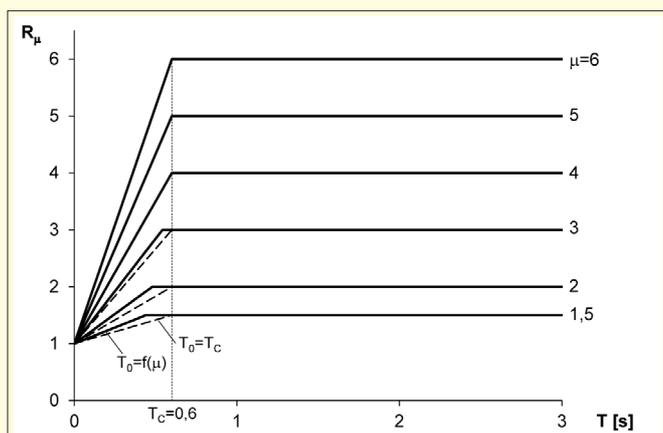


Bild 4. Verläufe des Reduktionsfaktors R_μ für $T_0 = T_C$ und $T_0 = f(\mu)$ [6]

ses bezogenen Pushover-Kurve in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm transformiert werden. Wird angenommen, dass der Modalvektor auf den Kontrollpunkt normiert ist (hier $\phi_{Dach} = 1$), dann vereinfacht sich die Transformation zu:

$$S_a = \frac{F_b}{\Gamma \cdot m^*} \quad (3)$$

$$S_d = \frac{d_{Dach}}{\Gamma \cdot \phi_{Dach}} = \frac{d_{Dach}}{\Gamma} \quad (4)$$

Zur grafischen Ermittlung der maximalen Verschiebung (Zielverschiebung) unter Erdbebenbeanspruchung wird die Bauwerkskapazität im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm mit einem inelastischen Spektrum oder einem gedämpften Antwortspektrum überlagert. Existiert ein Schnittpunkt („Performance Point“) ist der Nachweis der Standsicherheit erfüllt. Der Performance Point gibt die maximale Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers an, aus der durch Rücktransformation die maximale Verschiebung des Kontrollpunktes unter der gegebenen Erdbebenbelastung ermittelt werden kann.

2.1 Inelastische Spektren

Die Verwendung inelastischer Spektren wird für das im informativen Anhang B der DIN EN 1998-1 beschriebene vereinfachte Verfahren vorgestellt, das auf Gebäude, deren dynamisches Verhalten maßgeblich durch die erste

Eigenfrequenz bestimmt wird, angewendet werden kann. Grundlage dieses Verfahrens ist die von Fajfar entwickelte N2-Methode [5], [6], die auf den inelastischen Spektren von Vidic et al [10] beruht.

Die inelastischen Spektren von Vidic et al [10] wurden auf Grundlage von Zeitverlaufberechnungen an nichtlinearen Einmassenschwängern mit aufgezeichneten Beschleunigungszeitverläufen ermittelt. Dabei wurden ein bilineares Modell und das speziell für Stahlbetonrahmentragwerke entwickelte Q-Modell [11] mit Steifigkeitsdegradation eingesetzt. Zur Berücksichtigung der Dämpfung wurden ein massenproportionaler und ein steifigkeitsproportionaler Dämpfungsansatz eingesetzt. Durch die Kombination der Hysterese- und Dämpfungsmodelle ergeben sich vier Kombinationen, die im Periodenbereich von 0,1 bis 2,5 s statistisch ausgewertet wurden.

Aus den Ergebnissen wurden bilineare Verläufe des Reduktionsfaktors R_μ zur Reduzierung des Antwortspektrums in Abhängigkeit vom hysteretischen Modell und der Duktilität ermittelt:

$$R_\mu = c_1 \cdot (\mu - 1)^{c_R} \cdot \frac{T}{T_0} + 1 \text{ für } T \leq T_0 \quad (5)$$

$$R_\mu = c_1 \cdot (\mu - 1)^{c_R} + 1 \text{ für } T \geq T_0 \quad (6)$$

Die Grenzperiode T_0 ist eine erdbeben- und modellabhängige Größe, die durch geringfügige Modifikation der in der DIN EN 1998-1 [4] angegebenen Kontrollperiode T_C bestimmt wird. Die Werte für die Konstanten c_1 und c_R werden in Abhängigkeit des Hysterese- und Dämpfungsmodells von Vidic et al angegeben [10]. Beispielhaft ergeben sich für $\mu = 4$ die in **Bild 3** dargestellten Verläufe des Reduktionsfaktors.

Der N2-Methode ist das Q-Modell mit massenproportionaler Dämpfung zugrunde gelegt, so dass sich die Konstanten c_1 und c_R zu 1,0 ergeben. Für große Perioden gilt damit $R_\mu = \mu$. Dieser Zusammenhang entspricht der „Equal-Displacement-Rule“, die auf Berechnungen von Veletos et al [12] zurückgeht. Die Komplexität des Reduktionsfaktors wird durch die Festlegung von $T_0 = T_C$ weiter reduziert. Diese Festlegung liegt für Strukturen mit kurzen Perioden auf der sicheren Seite, da der Reduktionsfaktor für $T_0 = T_C$ immer unterhalb des Verlaufs von $T_0 = f(\mu)$ liegt (**Bild 4**), so dass sich im zugehörigen inelastischen Antwortspektrum (**Bild 5**) im kurzen Periodenbereich immer größere Verschiebungen ergeben.

Tabelle 1. Maximale Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers nach DIN EN 1998-1 Anhang B [4]

Elastischer Bereich	Inelastischer Bereich	
$T^* < T_C$	$T^* < T_C$	$T^* \geq T_C$
$d_t^* = d_{et}^*$	$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right)$ $q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$	$d_t^* = d_{et}^*$

S 16

Mit den Vereinfachungen ergibt sich folgende praxistaugliche Definition des Reduktionsfaktors R_μ :

$$R_\mu = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_C} + 1 \text{ für } T \leq T_C \tag{7}$$

$$R_\mu = \mu \text{ für } T \geq T_C \tag{8}$$

Die Transformation und gleichzeitige Reduktion des elastischen Antwortspektrums $S_e(T)$ in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm (S_a - S_d -Diagramm) erfolgt nach Fajfar [6] mit:

$$S_a = \frac{S_e(T)}{R_\mu} \tag{9}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_e(T) \tag{10}$$

Aufgrund der elastisch-ideal-plastischen Approximation der Pushover-Kurve ist eine grafische Bestimmung des Schnittpunktes nicht erforderlich und die Verschiebung kann direkt ermittelt werden. Es sind drei Fälle in Abhängigkeit der Periode T^* und der elastischen Verschiebung d_{et}^* des äquivalenten Einmassenschwingers zu unterscheiden, die wie folgt zu berechnen sind:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right)^2 \text{ mit } T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \tag{11}$$

Hierbei sind d_y^* und F_y^* die Fließverschiebung bzw. die maximale Fließkraft der Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassenschwingers. Im einfachsten Fall verhält sich der Einmassenschwinger linear, so dass die Verschiebung des Systems mit $\mu = R_\mu = 1$ unter Ansatz des elastischen Antwortspektrums bestimmt werden kann. Wenn die Periode des äquivalenten Einmassenschwingers T^* kleiner als T_C und die Duktilität $\mu > 1$ sind, liegt nichtlineares Verhalten vor und der Reduktionsfaktor kann wie folgt berechnet werden:

$$R_\mu = \frac{S_e(T^*)}{\frac{F_y^*}{m^*}} \tag{12}$$

Wird Gleichung (7) nach μ aufgelöst und zusammen mit Gleichung (12) in Gleichung (10) eingesetzt, so kann die Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers d_t^* direkt mit der in **Tabelle 1** angegebenen Formel ermittelt werden.

Wenn schließlich die Periode des äquivalenten Einmassenschwingers $T^* > T_C$ ist und nichtlineares Materialverhalten vorliegt, so ist $\mu = R_\mu$ und die inelastische Verschiebung entspricht der Verschiebung bei Annahme uneingeschränkt linearen Materialverhaltens.

Die drei Fälle zur Bestimmung der maximalen Verschiebung d_t^* des äquivalenten Einmassenschwingers sind in **Tabelle 1** zusammengefasst. Die Rücktransformation mit dem Transformationsbeiwert Γ liefert die maximalen Verschiebungen des Kontrollpunktes auf Dachebene.

2.2 Gedämpfte Antwortspektren

Alternativ zur Verwendung inelastischer Spektren kann die maximale Verschiebung mit der Kapazitätsspektrummethode [1] ermittelt werden. Dabei wird die Energiedissipation durch Ansatz einer effektiven viskosen Dämpfung ξ_{eff} berücksichtigt. Diese setzt sich aus der Summe der viskosen Bauwerksdämpfung ξ_0 und der äquivalenten viskosen Dämpfung ξ_{eq} infolge hysteretischen Verhaltens zusammen.

Zu jeder spektralen Verschiebung wird die effektive viskose Dämpfung bestimmt, das abgeminderte Antwortspektrum ermittelt und mit Gleichung (15) und (14) in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm transformiert (**Bild 6**).

$$S_a = S_e(T) \tag{15}$$

$$S_d = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_e(T) \tag{14}$$

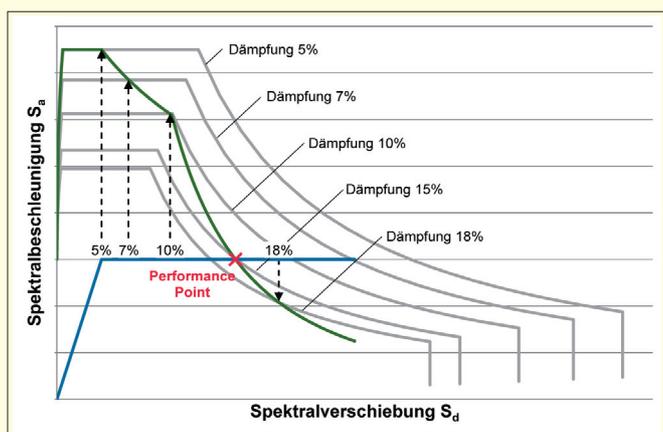


Bild 6. Bestimmung des Performance Point mittels gedämpften Spektren

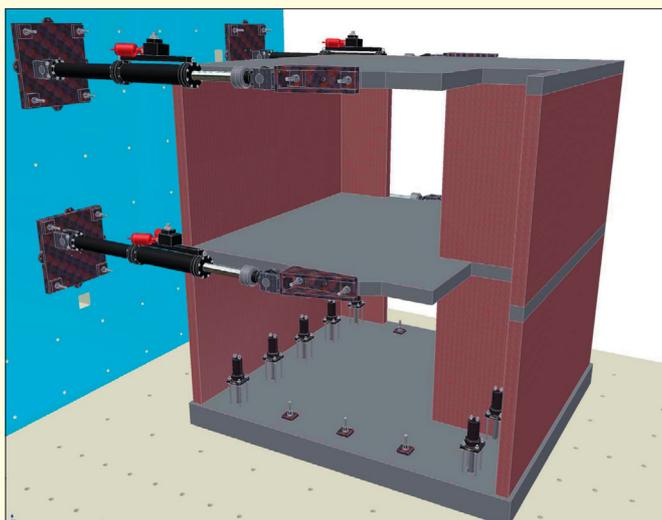


Bild 7. Großversuch am Mauerwerksgebäude [9]

Kann ein Schnittpunkt („Performance Point“), zwischen dem betrachteten Punkt der Kapazitätsskurve und dem gedämpften Antwortspektrum gefunden werden, so gibt dieser Punkt die maximale Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers an. Somit handelt es sich um ein iteratives Vorgehen zur Bestimmung der maximalen Verschiebung im Gegensatz zur N2-Methode mit inelastischen Spektren. Die Rücktransformation liefert auch hier die Verschiebung des gewählten Kontrollpunktes.

3 Vergleich der verschiedenen Ansätze

Im Folgenden werden die Ergebnisse des statisch nichtlinearen Nachweiskonzepts auf Grundlage von inelastischen Spektren nach DIN EN 1998-1 [4] und gedämpften Spektren für zwei Beispielgebäude verglichen, für die auch vollständige Versuchsergebnisse vorliegen. Als Beispielgebäude wurden ein Mauerwerksgebäude und ein Stahlbetonrahmentragwerk ausgewählt.

Die Versuche für die Beispielgebäude wurden am Joint Research Centre (JRC) in Italien als pseudodynamische Großversuche durchgeführt. Der pseudodynamische Test ist eine quasi statische Methode, die die Möglichkeit einer realistischen Simulation des Systemverhaltens unter dynamischer Belastung bietet. Es handelt sich um eine



Bild 8. Großversuch am Stahlbetonrahmentragwerk [15]

Mischung aus einer Computersimulation des dynamischen Verhaltens und dem experimentellen Verhalten der Struktur. Dabei wird die Bewegungsgleichung anhand eines diskreten Modells der Teststruktur durch numerische Integration gelöst und die Rückstellkräfte experimentell ermittelt. Somit wird die hysteretische Dämpfung infolge von nichtlinearem Verhalten und Schädigung implizit berücksichtigt.

3.1 Versuchsbeschreibung

Im Rahmen des Forschungsprojektes „Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe“ (ESECmaSE) [9], [13] wurden an zwei Mauerwerksgebäuden pseudodynamische Großversuche durchgeführt. Für den Vergleich werden nachfolgend repräsentativ nur die Ergebnisse für das Reihenhaus aus Kalksandstein verwendet (Bild 7).

Im Rahmen des Forschungsprojektes „Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Industrial Buildings“ im Rahmen des Vertrags „ECOLEADER“ wurden Untersuchungen zum Verhalten von eingeschossigen Stahlbetonrahmentragwerken von Industriebauwerken, die mit Ort beton bzw. mit Fertigteilen hergestellt wurden, durchgeführt [14], [15]. Für den Vergleich werden die Ergebnisse des aus Ort beton hergestellten Rahmentragwerkes herangezogen, das unter besonderer Kontrolle der Ausführungsqualität erstellt wurde (Bild 8).

Beide Systeme wurden mit einer Serie von Beschleunigungs-Zeit-Verläufen beansprucht. Die synthetisch generierten Verläufe basieren auf dem elastischen Antwortspektrum vom Typ I der DIN EN 1998-1 [4] für die Baugrundklasse B. Die maximalen Bodenbeschleunigungen wurden für das Mauerwerksgebäude von 0,02 g bis 0,2 g in Schritten von 0,02 g gesteigert, während die maximale Bodenbeschleunigung bei den Versuchen an dem Stahlbetonrahmen 0,05 g, 0,32 g, 0,64 g und 0,8 g betrug. Zusätzlich wurde das Stahlbetonrahmentragwerk noch durch einen zyklischen Test mit steigender Horizontalverschiebung beansprucht.

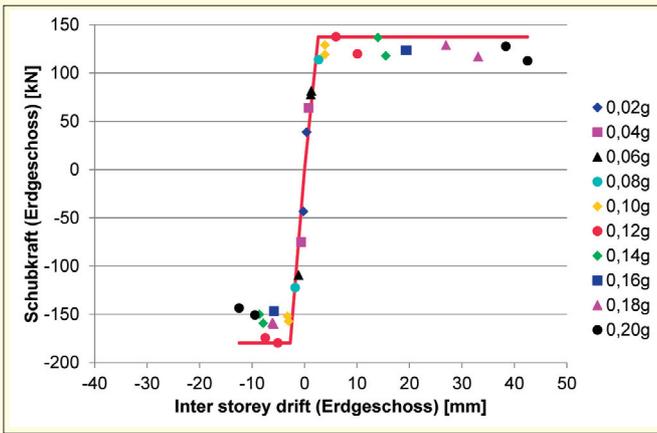


Bild 9. Bilineare Last-Verformungskurve des Mauerwerksgebäudes auf Grundlage der Versuchsergebnisse [13]

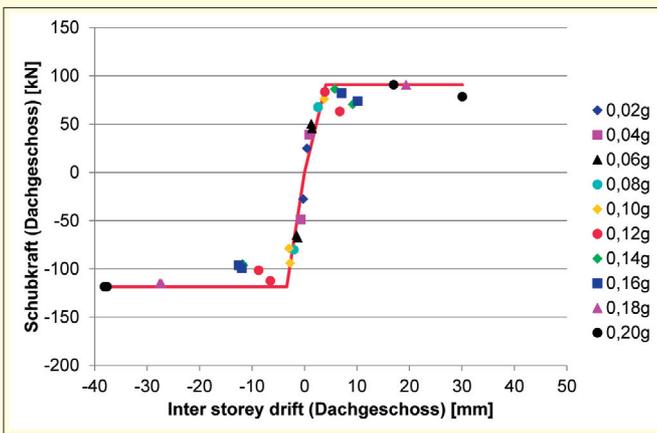


Bild 10. Bilineare Last-Verformungskurve des Mauerwerksgebäudes auf Grundlage der Versuchsergebnisse [13]

3.2 Ermittlung der Pushover-Kurven

Für die Ermittlung der Pushover-Kurven wird der Kontrollpunkt auf der Dachebene festgelegt. Es werden deshalb aus den Versuchsergebnissen die Last-Verformungskurven der maximalen Dachverschiebungen aufgetragen über den maximalen Fundamentschub als Grundlage für den Ergebnisvergleich gewählt.

In Bild 9 und 10 sind die Versuchsergebnisse bezogen auf das Erd- und Dachgeschoss der einzelnen Laststufen mit der als durchgezogene rote Linie gewählten Bilinearisierung für das Mauerwerksgebäude dargestellt. Auf Grund der Wandkonfiguration ergeben sich in positive und negative Richtung unterschiedliche Last-Verformungskurven. Exemplarisch wird für die Vergleichsberechnungen nur die positive Richtung betrachtet. Unter der für diesen Grundriss realistischen Annahme, dass die maximalen Verschiebungen im Erdgeschoss und im Obergeschoss gleichzeitig auftreten, lässt sich die Pushover-Kurve des gesamten Gebäudes bezogen auf das Dachgeschoss aus den Last-Verformungskurven der beiden Geschosse ableiten.

Zur Bestimmung des äquivalenten Einmassenschwingers wird das Mauerwerkgebäude als Zweimassenschwinger mit horizontalen Freiheitsgraden idealisiert. Die Geschossmassen betragen 29,0 t für das Erdgeschoss und 26,2 t für das Dachgeschoss. Mit den aus dem Versuch abgeleiteten Steifigkeiten ergibt sich die erste Eigenfrequenz zu 3,7 Hz,

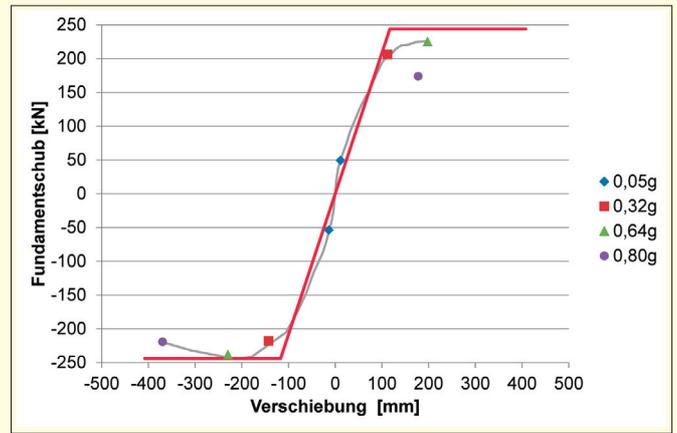


Bild 11. Stahlbetonrahmentragwerk: Versuchsdaten und Approximation (Pushover-Kurve) [13]

die damit im unteren Bereich der während der pseudodynamischen Tests gemessenen Frequenzen bei geringen Erdbreitungen liegt.

Bild 11 zeigt die Bilinearisierung der Pushover-Kurve auf Grundlage der Versuchsergebnisse des Stahlbetonrahmentragwerks. Wegen der symmetrischen Gebäudekonfiguration kann sowohl in positive als auch in negative Richtung dasselbe Verhalten erwartet werden, so dass die Pushover-Kurve unter Berücksichtigung der Projektion der negativen Werte in den positiven Bereich ermittelt wird [15]. Im Versuch ergaben sich infolge von P-Δ-Effekten Unterschiede in den beiden Richtungen. Aufgrund der Gebäudestruktur entfällt die Transformation auf einen äquivalenten Einmassenschwinger und die bilinearisierte Pushover-Kurve kann direkt für die Berechnungen herangezogen werden. Die Masse des Gebäudes beträgt 73,4 t.

3.3 Bauwerksdämpfung

Zur Bestimmung der maximalen Verformung mittels gedämpfter Spektren muss die Bauwerksdämpfung in Abhängigkeit der Verschiebung beschrieben werden. Für Mauerwerksbauten existiert keine allgemeingültige Formel für den Ansatz der Bauwerksdämpfung. Deshalb wird der Dämpfungsverlauf mit der während der Versuche ermittelten hysteretischen Dämpfung des räumlichen Modells bezogen auf die erste Eigenfrequenz festgelegt. Als Verlauf wird näherungsweise die in Bild 12 dargestellte rote Funktion angesetzt.

Für das Stahlbetonrahmentragwerk wird der Dämpfungsverlauf nach Priestley et al [16] wie folgt angesetzt:

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,565 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (15)$$

3.4 Ergebnisvergleich

Die Pushover-Kurven des äquivalenten Einmassenschwingers des Mauerwerkgebäudes und des Stahlbetonrahmentragwerks werden in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm transformiert und mit dem inelastischen Antwortspektrum der DIN EN 1998-1 [4] und dem gedämpften Antwortspektrum überlagert. Mit beiden Verfahren werden die maximalen Verschiebungen des Kontrollpunktes auf Dachebene für die skalierten Beanspruchungen bestimmt und den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

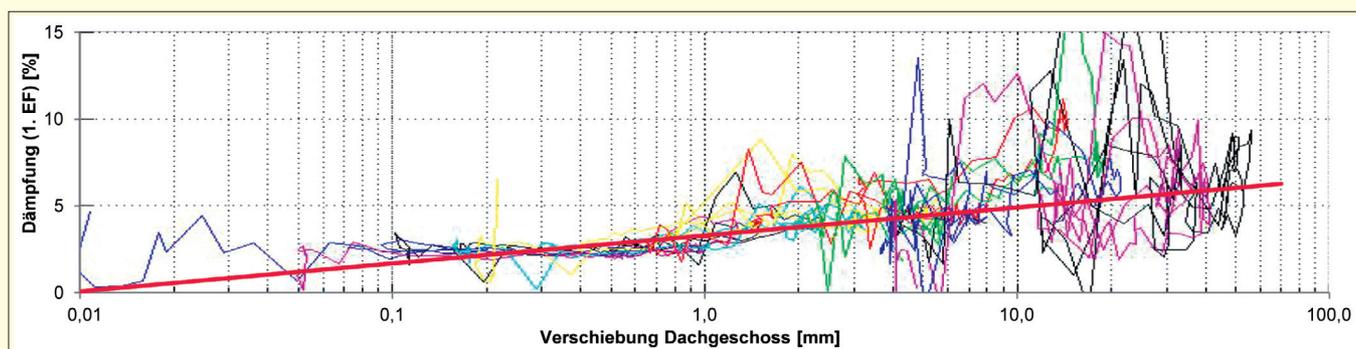


Bild 12. Approximation der Dämpfung bezogen auf die erste Eigenfrequenz (Rohdaten aus [13])

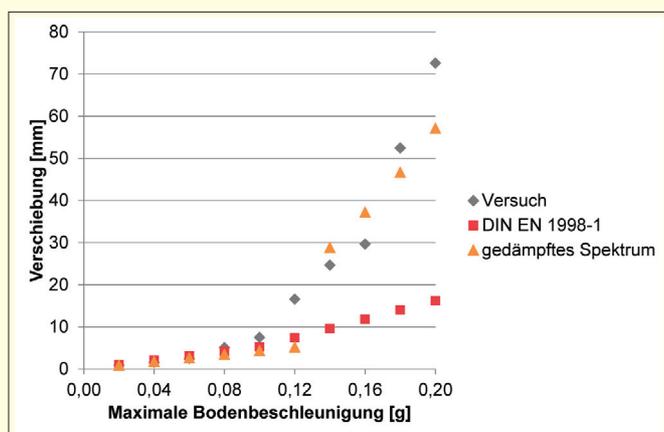


Bild 13. Maximale Verschiebung des Kontrollpunktes des Mauerwerksgebäudes

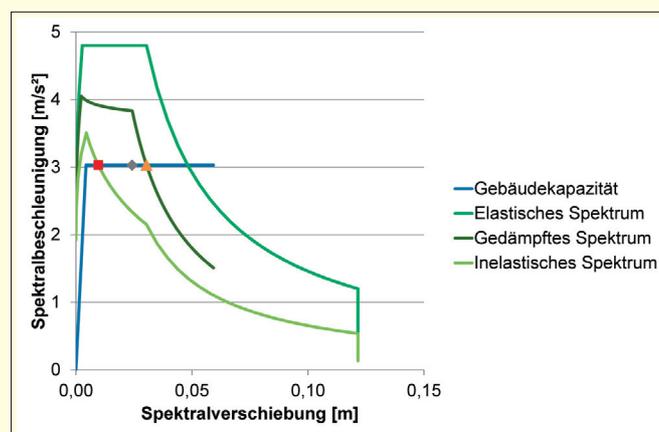


Bild 14. Performance Point für ein Bodenbeschleunigung von 0,16 g für inelastisches und gedämpftes Spektrum

3.4.1 Mauerwerksgebäude

Die Berechnungsergebnisse für das Mauerwerksgebäude sind in **Bild 13** dargestellt. Im linearen Bereich stimmen die Berechnungsergebnisse des Mauerwerksgebäudes mit den Versuchsergebnissen überein. Mit zunehmender Bodenbeschleunigung nimmt die Diskrepanz zwischen den gemessenen maximalen Verschiebungen und den mit den inelastischen Spektren nach DIN EN 1998-1 [4] ermittelten Verschiebungen deutlich zu. Dagegen stimmen die Ergebnisse mit den gedämpften Spektren gut mit den Versuchsergebnissen überein.

Die im Versuch ermittelten Verschiebungen des Mauerwerksgebäudes sind deutlich größer, als mit dem Konzept der inelastischen Spektren nach DIN EN 1998-1 [4] prognostiziert wird. Daraus ergibt sich, dass ein Performance Point bis zu einer Bodenbeschleunigung von 0,71 g ermittelt werden kann. Selbst unter Berücksichtigung des 150 % Kriteriums nach Abschnitts 4.3.3.4.2.3 der DIN EN 1998-1 [4] kann rechnerisch immer noch eine Bodenbeschleunigung von 0,49 g aufgebracht werden. Das Kriterium besagt, dass die Pushoverkurve für Verschiebungen, die 150 % der maximalen Verschiebung unter Erdbebenbelastung betragen, berechnet werden sollte.

Die stark unterschiedlichen Ergebnisse sind in **Bild 14** exemplarisch für eine Bodenbeschleunigung von 0,16 g dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass das inelastische Spektrum deutlich geringere Verschiebungen liefert und somit die Bodenbeschleunigung noch deutlich gesteigert werden kann.

3.4.2 Stahlbetongebäude

Im Gegensatz zu dem Verhalten des Mauerwerksgebäudes, stimmen die in **Bild 15** dargestellten Berechnungsergebnisse des Stahlbetonrahmentragwerks sowohl mit den Ergebnissen auf Grundlage von inelastischen Spektren nach DIN EN 1998-1, Anhang B [4] als auch gedämpften Antwortspektren sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse zeigt auch **Bild 16** exemplarisch für eine Bodenbeschleunigung von 0,80 g. Es ist deutlich erkennbar, dass das inelastische und das gedämpfte Spektrum vergleichbare Ergebnisse liefern.

3.4.3 Ergebnisinterpretation

Die Berechnungsergebnisse der untersuchten Gebäude zeigen, dass die gedämpften Spektren in beiden Fällen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aufweisen. Die Nachweisergebnisse werden wesentlich von der gewählten Dämpfung beeinflusst, die bei den betrachteten Gebäuden aus den Versuchen bekannt war. Allgemein anwendbare Approximationen für Dämpfungsverläufe stehen für Stahlbeton- und Stahltragwerke in der Literatur zur Verfügung [16]. Für Mauerwerksbauten hat sich gezeigt, dass bei Ansatz einer viskosen Bauwerksdämpfung von $\xi_0 = 5\%$ und einer maximalen äquivalenten viskosen Dämpfung von $\xi_{eq} = 5\%$ infolge hysteretischen Verhaltens auf der sicheren Seite liegende Nachweisergebnisse erhalten werden [17].

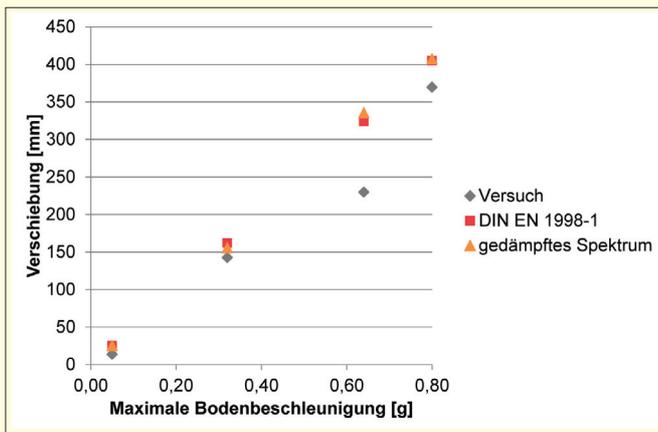


Bild 15. Maximale Verschiebung des Kontrollpunktes des Stahlbetongebäudes

Auf Grundlage der inelastischen Spektren nach DIN EN 1998-1 Anhang B [4] ergibt sich nur für das Stahlbetonrahmentragwerk eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Für das Mauerwerksgebäude werden die tatsächlich auftretenden Verschiebungen im nichtlinearen Bereich deutlich unterschätzt und es können rechnerisch Bodenbeschleunigungen von bis zu 0,49 g aufgenommen werden, obwohl der Versuch lediglich Maximalbeschleunigungen von 0,2 g lieferte.

Der Grund für die starke Abweichung der Ergebnisse beim Mauerwerksgebäude liegt in den theoretischen Grundlagen der N2-Methode. Die N2-Methode basiert auf inelastischen Spektren von Vidic et al. [10], die stabile und füllige Hystereseschleifen voraussetzen und nur auf Tragwerke im mittleren und hohen Periodenbereich anwendbar sind. Die inelastischen Spektren von Vidic et al. [10] sind grundsätzlich nicht anwendbar auf Bauwerke, deren Verhalten durch eingeschnürte Hystereseschleifen mit Tragfähigkeits- und Steifigkeitsabfall charakterisiert wird. Ein typisches Beispiel für ein derartiges nichtlineares Verhalten sind Mauerwerksbauten, die grundsätzlich im niedrigen Periodenbereich liegen und deren hysteretisches Verhalten eindeutig aus dem Anwendungsbereich der N2-Methode herausfällt. Dies wird auch daran deutlich, dass in der italienischen Norm OPCM 3431/2005 [18] der Wert für q_u auf maximal 3 begrenzt wird, um die unrealistisch hohen Beschleunigungswerte zu vermeiden. Diese empirische Modifikation mag zwar zu sinnvolleren Ergebnissen führen, jedoch widerspricht die Einführung eines fixen Verhaltenswertes dem Grundgedanken eines verformungsbasierten Ansatzes. Festzuhalten ist, dass die direkte Anwendung der N2-Methode der DIN EN 1998-1, Anhang B [4] auf Mauerwerksgebäude die Tragfähigkeiten überschätzt und somit zu nicht kalkulierbaren Sicherheitsdefiziten führen kann. Zudem sind die Ergebnisse stark von der Anfangssteifigkeit/Eigenfrequenz abhängig und die im Verfahren inhärent enthaltenen Randbedingungen (z.B. Dämpfung, nichtlinearer Modellansatz, verwendete Zeitverläufe) sind nicht direkt ersichtlich.

Für eine Anwendung der N2-Methode auf Mauerwerksbauten ist es notwendig, an Stelle der inelastischen Spektren von Vidic et al. [10] andere inelastische Spektren unter

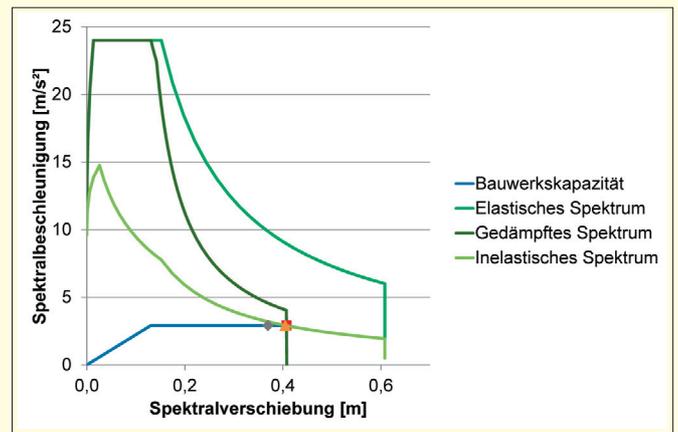


Bild 16. Performance Point für eine Bodenbeschleunigung von 0,80 g für inelastisches und gedämpftes Spektrum

Berücksichtigung des spezifischen nichtlinearen Material- und Dämpfungsverhaltens von Mauerwerksbauten herzu- leiten und der Methode zu hinterlegen. Dies ist grundsätzlich möglich, direkt verwendbare inelastische Spektren liegen hierzu aber zurzeit noch nicht vor.

Als Fazit ist festzuhalten, dass statisch nichtlineare Verfahren auf Grundlage inelastischer und gedämpfter Spektren allgemein anwendbar sind, wenn die dissipativen Eigenschaften korrekt berücksichtigt werden. Die N2-Methode in der DIN EN 1998-1 Anhang B [4] ist sehr stark vereinfacht aufbereitet und kann auf Grund der fest eingearbeiteten inelastischen Spektren nicht allgemein angewendet werden. Äußerst problematisch ist hierbei, dass sich in der DIN EN 1998-1 [4] keinerlei Hinweise auf den Gültigkeitsbereich der Methode finden. Weiterhin ist es auf Grund der rein mit Berechnungsformeln aufbereiteten N2-Methode für den Anwender schwierig die Ergebnisse richtig einzuschätzen. Es ist daher zu empfehlen immer auch eine grafische Verschneidung der Pushover-Kurve und des Spektrums vorzunehmen, um das Nachweisergebnis besser kontrollieren zu können.

4 Zusammenfassung

Die DIN EN 1998-1 [4] bietet zukünftig die Möglichkeit statisch nichtlineare Verfahren in der Baupraxis anzuwenden. Im informativen Anhang B der Norm wird für die Durchführung der Nachweise ohne Angabe von Anwendungsgrenzen die N2-Methode vorgeschlagen. Da die Methode speziell für Stahlbetonrahmentragwerke entwickelt wurde, ist eine Übertragung auf andere Tragsysteme und Baumaterialien aber nicht ohne Modifikationen möglich. Als Alternative bieten sich gedämpfte Spektren an, die es dem Anwender ermöglichen mit konservativen Dämpfungsansätzen nachvollziehbare und auf der sicheren Seite liegende Nachweisergebnisse zu erhalten. Die exemplarische Anwendung der nichtlinearen Verfahren auf zwei Gebäude hat verdeutlicht, dass für einen Einsatz in der Baupraxis teilweise noch Regelungsbedarf besteht.

Literatur

- [1] *Freeman, S. A.*: Development and use of capacity spectrum method, Proceedings of 6th US National Conference on Earthquake Engineering, USA, 1998.
- [2] FEMA 273: NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 1997.
- [3] ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Vol. 1, 1996.
- [4] DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Deutsche Fassung EN 1998-1:2004+AC:2009, Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, Dezember 2010.
- [5] *Fajfar, P.*: A nonlinear analysis method for performance based seismic design, Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3, 2000.
- [6] *Fajfar, P.*: Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, 1999.
- [7] DIN EN 1998-3: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. Deutsche Fassung EN 1998-3:2005+AC:2010. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, Dezember 2010.
- [8] DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, Januar 2011.
- [9] ESECMaSE, Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe, <http://www.esecmase.org>, Stand 2009.
- [10] *Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M.*: Consistent inelastic design spectra: strength and displacement, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, 1994.
- [11] *M. Saiidi, M. Sozen*: Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures, Report, 1979.
- [12] *Veletsos, A. S., Newmark, N. M., Chelapati, C. V.*: Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, Neuseeland, 1965.
- [13] *Anthoine, A., Capéran, P.*: D 8.3 Earthquake tests and analysis of the experimental results, ESECMaSE (www.esecmase.com), 2008
- [14] *Dimova, S., Negro, P.*: Influence of the Quality of Construction on the Seismic Vulnerability of Structures, EUR 21009 EN, 2004.
- [15] *Ferrara, L., Negro, P.*: Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures: Test on the Cast-in-Situ Prototype, EUR 21097 EN, 2004.
- [16] *Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M. J.*: Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, 2007.
- [17] *Gellert, C.*: Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Dissertation, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2010.
- [18] OPCM, No 3431, Official Bulletin no. 107, Mai 2005 (auf Italienisch)

Günther Achs. Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern. Beurteilung, Klassifizierung und experimentelle Untersuchungen.

Dissertation (Betreuer: Univ. Prof. Dr. Christoph Adam) Technische Universität Wien, März 2011

Kurzfassung:

Die Erdbebensicherheit von Bestandsbauwerken stellt ein zentrales Thema einer umfassenden seismischen Risikoeinschätzung dar. Insbesondere in Städten, die einen überdurchschnittlich hohen Anteil an historischen Bauwerken aufweisen, ist eine Beurteilung und Einschätzung dieser Gebäude unumgänglich. In Wien bilden so genannte Gründerzeithäuser, deren Materialeigenschaften, Konstruktionsweise und baodynamisches Verhalten ungenügend genau bekannt sind, den vorrangigen Gebäudetyp. Das Ziel dieser Arbeit ist es, eine umfassende Beurteilung und Bewertung von Wiener Gründerzeithäusern auf Basis visueller Begutachtungen durchzuführen, die in einer realitätsnahen Einschätzung der Erdbebengefährdung dieses Gebäudetyps resultieren. Die dazu entwickelte Beurteilungsmethodik basiert auf der raschen und effizienten Einschätzung des tatsächlichen

Gebäudezustands. Daraus wurde in weiterer Folge eine Klassifizierung der beurteilten Gebäude durchgeführt, anhand derer Schäden durch mögliche Erdbeben abgeschätzt werden können. Die entwickelte Beurteilungsmethodik wurde an einer Vielzahl von Gründerzeithäusern im 20. Wiener Gemeindebezirk angewendet. Aus der daraus ermittelten Gefährdungskarte können die im Falle eines lokalen Erdbebens entstehenden Gebäudeschäden identifiziert werden. Im zweiten Teil der vorliegenden Arbeit wurden mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen Grundlagen über das dynamische System der Wiener Gründerzeithäuser gewonnen, aus denen Erkenntnisse über deren Verhalten unter Erdbebenbeanspruchung abgeleitet werden können. Bei den Untersuchungen konnte durch dynamische Messungen vor und nach einer bautechnischen Veränderung des Gebäudes der Einfluss dieser Änderungen festgestellt werden. Dabei wurden die Auswirkungen eines Dachgeschossausbaus in Leichtbauweise auf das globale dynamische Verhalten und der Beitrag von Zwischenwänden und Holzbalkendecken an der globalen Gebäudesteifigkeit durch gezieltes Entfernen einzelner Elemente verifiziert.

AKTUELLE INFORMATIONEN UND BERICHTE

DGEB-FÖRDERPREIS – PROMOTION 2012

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. verleiht in zweijährigem Rhythmus einen Preis in Höhe von

Euro 2.000,--

für innovative Dissertationen in Deutschland aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik. Mit diesem Preis sollen vor allem junge Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler ausgezeichnet werden, die mit ihrer Arbeit einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten.

Bewerbungen (mit Kurzlebenslauf und einem Exemplar der Arbeit) sind bis zum **31. Dezember 2011** an den Vorstand der DGEB zu richten.

DGEB-FÖRDERPREIS – DIPLOM/MASTER 2012

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. verleiht erstmalig 2012 zwei Preise in Höhe von jeweils

Euro 500,--

für hervorragende Studienabschlussarbeiten (Diplom/Master) aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik.

Mit diesem Preis sollen Absolventinnen und Absolventen ausgezeichnet werden, die mit ihren Studienabschlussarbeiten einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten. Bewerbungen (mit Kurzlebenslauf und einem Exemplar der Arbeit) sind bis zum **31. Dezember 2011** an den Vorstand der DGEB zu richten.

Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen
und Baudynamik (DGEB) e.V.
Institut für Strukturmechanik
Bauhaus-Universität Weimar
Marienstrasse 15
99423 Weimar
Mail: dgeb@bauing.uni-weimar.de
Tel: +49 (0) 3643-584501
Fax: +49 (0) 3643-584514