



Swiss Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics  
Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
Société Suisse du Génie Parasismique et de la Dynamique des Structures  
Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale

**s i a**

## **Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen**

**SGEB-Fortbildungskurs vom 7.10.2004**

**Thomas Wenk  
Alessandro Dazio  
Ehrfried Kölz  
Pierino Lestuzzi**

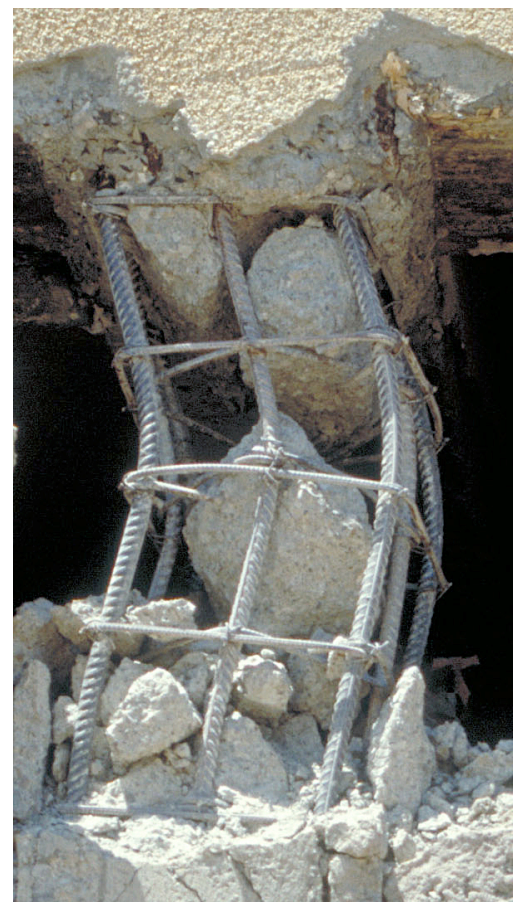
**schweizerischer  
ingenieur- und  
architektenverein**

**société suisse  
des ingénieurs et  
des architectes**

**società svizzera  
degli ingegneri e  
degli architetti**

**swiss society  
of engineers and  
architects**

**selnaustrasse 16  
ch-8027 zürich  
www.sia.ch**



Autoren:  
Thomas Wenk, Alessandro Dazio, Ehrfried Kölz, Pierino Lestuzzi

Zitiervorschlag:  
Wenk T., Dazio A., Kölz E., Lestuzzi P.:  
Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen. SGEB-Fortbildungskurs vom  
7.10.2004, Zürich, 50 p.

Umschlagsphoto:  
Erdbeben vom 21.05.2003 in Boumerdès, Algerien, Thomas Wenk, Zürich

Auflage: 100 Exemplare

Copyright © 2004 by SGEB Zurich

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen  
Nachdruckes, der auszugsweisen oder  
vollständigen Wiedergabe (Fotokopie,  
Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung  
in Datenverarbeitungsanlagen und das der  
Übersetzung, sind vorbehalten.

## **Herausgeber**

Wenk Thomas

Dr. sc. techn., Präsident der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB), [www.sgeb.ch](http://www.sgeb.ch), 8055 Zürich.

# SGEB-Fortbildungskurs

Mit den neuen SIA-Tragwerksnormen (Swisscodes) ist die Erdbebeneinwirkung grösser und gleichzeitig die Erdbebenbemessung anspruchsvoller geworden. Der Kurs richtet sich an die in der Praxis tätigen Ingenieure. Wichtige Grundlagen und Bemessungsregeln für das duktile und nicht duktile Tragwerksverhalten werden vermittelt. Die Behandlung der Bauwerksklasse III sowie nicht tragender Bauteile und Anlagen wird besprochen. Zum Schluss wird das Merkblatt „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben“ vorgestellt, das kurz vor der Veröffentlichung steht.

## Kursprogramm

### Donnerstag, 7. Oktober 2004

08:30	Öffnung Kurssekretariat, Bezug der Unterlagen	
09:15	Einführung	T. Wenk
10:00	Antwortspektren	A. Dazio
10:45	<i>Kaffeepause</i>	
11:10	Tragwerksanalyse	P. Lestuzzi
11:55	Stahlbeton	A. Dazio
12:40	<i>Mittagessen</i>	
14:00	Stahl, Verbund, Holz und Mauerwerk	P. Lestuzzi
14:45	Bauwerksklasse III, nicht tragende Bauteile und Anlagen	T. Wenk
15:30	<i>Kaffeepause</i>	
15:50	Merkblatt SIA 2018 "Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben"	E. Kölz
16:35	Gemeinsame Diskussion mit den Referenten	Alle

# Referenten

Dazio Alessandro	Prof. Dr. sc. techn., Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, CH-8093 Zürich.
Kölz Ehrfried	Dipl. Ing., Risk&Safety AG, Ingenieure in Gemeinschaft, Hofstrasse 17, 5073 Gipf-Oberfrick
Lestuzzi Pierino	Dr. sc.techn., Laboratoire d'informatique et de mécanique appliquées à la construction, EPF Lausanne, 1015 Lausanne
Wenk Thomas	Dr. sc. techn., Präsident der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB), Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, CH - 8055 Zürich.

# Inhalt

<i>T. Wenk</i> Einführung in die Erdbebenbemessung mit den neuen Tragwerksnormen.....	1
<i>A. Dazio</i> Antwortspektren .....	7
<i>P. Lestuzzi</i> Tragwerksanalyse.....	17
<i>A. Dazio</i> Stahlbeton .....	23
<i>P. Lestuzzi</i> Stahlbau, Stahl-Beton-Verbundbau, Holzbau und Mauerwerk. ....	31
<i>T. Wenk</i> Bauwerksklasse III, nicht tragende Bauteile und Anlagen.....	37
<i>E. Kölz</i> Merkblatt SIA 2018 "Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben" .....	41



# Einführung in die Erdbebenbemessung mit den neuen Tragwerksnormen

Thomas Wenk  
Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Zürich

## 1 EINLEITUNG

Nach Ablauf der Übergangsfrist von 18 Monaten sind die neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis SIA 267 (Swisscodes) am 1. Juli 2004 definitiv in Kraft getreten. Die Erdbebeneinwirkung hat gegenüber den früheren Normengenerationen generell zugenommen. Dank neuen Bemessungsmethoden können Neubauten trotzdem meist ohne Mehraufwand bei den Baumaterialien auf die grössere Erdbebeneinwirkungen ausgelegt werden. Voraussetzung dafür ist zumindest in der Einführungsphase ein gewisser Mehraufwand in der Planung sowie eine entsprechende Weiterbildung.

Die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) beabsichtigt, in den kommenden Jahren eine Reihe von SGEB-Fortbildungskursen zum Thema Erdbebenbemessung für in der Praxis tätige Ingenieure anzubieten. Im SGEB-Fortbildungskurs vom 7. Oktober 2004, dem ersten in dieser Reihe, werden Grundlagen und Anwendungsregeln für die Erdbebenbemessung neuer Bauwerke vermittelt. Der Kurs ist auf die in den neuen Tragwerksnormen beschriebenen kräftebasierten Verfahren zur Berechnung der Erdbebensicherheit fokussiert.

Der nächste SGEB-Fortbildungskurs ist im März 2005 zur Einführung des Merkblatts SIA 2018 *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben* vorgesehen. Darin soll als Schwerpunkt das verformungsbasierte Verfahren erläutert werden. Dieses Verfahren eignet sich besonders zur Überprüfung der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauten. In den folgenden Jahren ab 2006 sind weitere SGEB-Fortbildungskurse zu den folgenden Themen geplant: bestehende Brücken, Kulturgüter, störfallrelevante Bauten und Anlagen sowie Grundbau.

## 2 SCHUTZZIEL UND BAUWERKSKLASSEN

Das angestrebte Schutzziel mit der Erdbebensicherung besteht primär im Personenschutz, ferner in der Schadensbegrenzung und in der Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit besonders wichtiger Bauwerke unter der Einwirkung des Bemessungsbebens. Beim Schutzgrad wird eine Differenzierung nach Bauwerksklassen mit verschiedenen Kriterien vorgenommen. Jedes Bauwerk wird aufgrund der mittleren Personenbelegung, des Schadenpotenzials, der Gefährdung der Umwelt sowie der Bedeutung für die Katastrophenbewältigung unmittelbar nach einem Erdbeben in eine von drei Bauwerksklassen (BWK) eingeteilt. Beispiele für die Einteilung in die Bauwerksklassen befinden sich in Tabelle 26 der Norm SIA 261.

Je nach Bauwerksklasse erfolgt eine Differenzierung der verlangten rechnerischen Nachweise und der Stärke des Bemessungs-erdbebens. Dazu dient der Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$ , der im Bemessungsspektrum und im Bemessungswert der Bodenverschiebung als Multiplikationsfaktor erscheint. Der BWK I, der Bauwerksklasse der normalen Wohn- und Geschäftsgebäude, ist ein Bedeutungsfaktor von  $\gamma_f = 1,0$  als Referenzwert zugeordnet. Für BWK II gilt  $\gamma_f = 1,2$  und für BWK III  $\gamma_f = 1,4$ . Für störfallrelevante Bauwerke kann in besonderen Fällen auch ein Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$  grösser als 1,4, d.h. grösser als bei BWK III, erforderlich werden. Die Skalierung der Erdbebeneinwirkung über den Bedeutungsfaktor entspricht einer Verlängerung der Wiederkehrperiode des Bemessungs-erdbebens für den Nachweis der Tragsicherheit vom Referenzwert von 475 Jahren bei BWK I auf etwa 800 Jahre bei BWK II und 1200 Jahre bei BWK III.

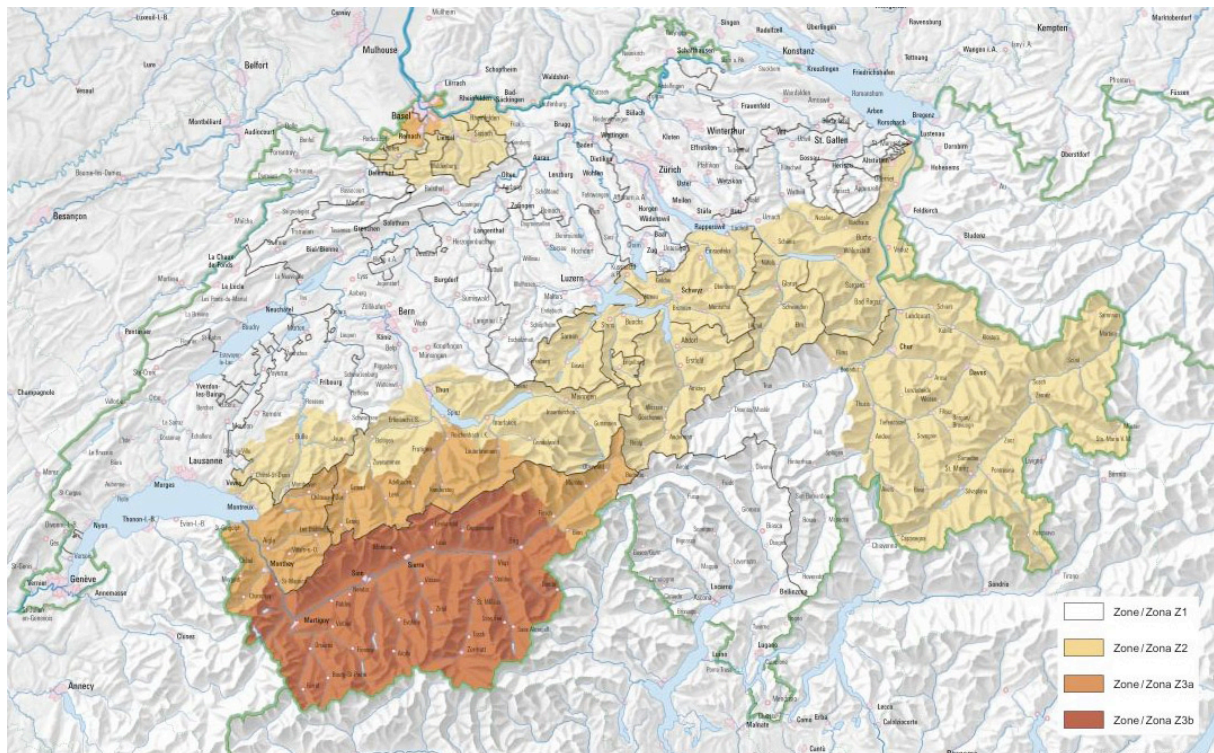


Bild 1 Erdbebenzonenkarte der Schweiz aus dem Anhang F der Norm SIA 261 (Ausgabe 2003) mit den vier Erdbebenzonen Z1, Z2, Z3a und Z3b

Eine weitere Abhängigkeit von der Bauwerksklasse besteht beim Grad der Verbindlichkeit der konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen gemäss Tabellen 27 und 28 der Norm SIA 261. Je höher die Bauwerksklasse desto strenger sind im Allgemeinen die Anforderungen an die Einhaltung der Massnahmen.

### 3 ERFORDERLICHE NACHWEISE

Gemäss Norm SIA 260 ist die Erdbebeneinwirkung eine aussergewöhnliche Einwirkung. Für aussergewöhnliche Einwirkungen entfällt im Allgemeinen der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und es ist einzig die Tragsicherheit nachzuweisen. Eine Ausnahme besteht bei der Erdbebeneinwirkung für die BWK III. In diesem Fall ist auch die Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Um dem besonderen Schutzziel der BWK III, der Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit nach einem Erdbeben, gerecht zu werden, wird die Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen, die auch die Funktionstüchtigkeit umfasst. In Übereinstimmung mit dem Eurocode 8 darf die Erdbebeneinwirkung für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis verglichen mit dem Tragsicherheitsnachweis halbiert werden. Unter Berücksichtigung des Bedeutungsfaktors von  $\gamma_f = 1,4$  bei BWK III ergibt dies eine Reduk-

tion der Wiederkehrperiode des Gebrauchstauglichkeitserdbebens auf etwa 200 Jahre.

Bei BWK I und BWK II wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit implizit als erfüllt betrachtet durch den Tragsicherheitsnachweis sowie durch die Einhaltung der konstruktiven und konzeptionellen Massnahmen. Im Sinne einer Vereinfachung wird der Gebrauchstauglichkeitsnachweis nicht explizit vorgeschrieben, da er insbesondere in den niedrigen Erdbebenzonen häufig nicht massgebend wird.

### 4 ERDBEBENGEFÄHRDUNG

Mit der Einführung der neuen Tragwerksnormen wurde die Erdbebenzonenkarte neueren Erkenntnissen der Seismologie und dem Sicherheitsniveau des Eurocodes 8 anpasst (Bild 6.1). Der Eurocode 8 schreibt als Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung den Maximalwert bei einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren vor. Die bisherige Zonenkarte der Norm SIA 160 aus dem Jahre 1989 beruhte auf sogenannten effektiven Bodenbeschleunigungswerten bei einer etwas kleineren Wiederkehrperiode von 400 Jahren.



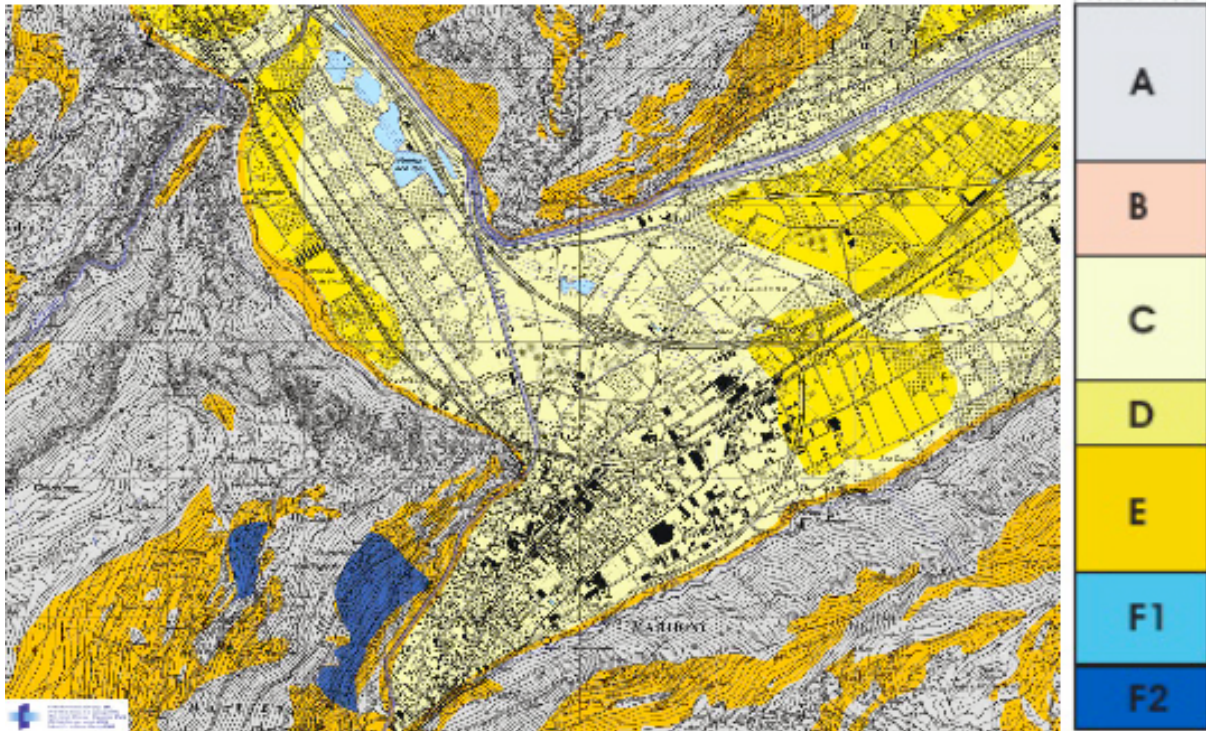


Bild 2 Karte der Baugrundklassen der Norm SIA 261 (Mikrozonierung) für die Region Martigny [BWG 2004]

Da auch die neuen Bodenbeschleunigungswerte für die Schweiz ungefähr in den gleichen quantitativen Bereich fielen wie die bisherigen, wurde die Einteilung in vier Zonen Z1, Z2, Z3a und Z3b mit den zugehörigen Beschleunigungswerten von  $0,6 \text{ m/s}^2$ ,  $1,0 \text{ m/s}^2$ ,  $1,3 \text{ m/s}^2$  und  $1,6 \text{ m/s}^2$  beibehalten. Einzig die geographische Ausdehnung der höheren Zonen musste leicht ausgedehnt werden, wobei die um eine Zone höhere Einstufung der Nordwestschweiz, der Kantone Glarus, Schwyz und Graubünden sowie des Unterwallis zu erwähnen ist. Mit der neuen Zonenkarte konnte auch die Abstimmung auf die Nachbarländer verbessert werden.

## 5 BAUGRUNDKLASSEN

Die Baugrundklassen erhielten in der Norm SIA 261 eine viel grössere Bedeutung für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung gegenüber früher. Damit wird der Erkenntnis der letzten 10 Jahre Rechnung getragen, dass die lokalen Baugrundverhältnisse einen entscheidenden Einfluss auf Stärke und Frequenzgehalt der Erdbebenanregung haben. Die Norm SIA 261 unterscheidet die sechs Baugrundklassen A bis F, um die Form des elastischen Antwortspektrums festzulegen. Für die Baugrundklassen A bis E sind die Parameterwerte

des elastischen Antwortspektrums in Tabelle 25 der Norm SIA 261 gegeben. Für die Baugrundklasse F (strukturempfindliche und organische Ablagerungen z.B. Torf, Seekreide, Rutschmassen mit einer Mächtigkeit über 10 m) sowie für Standorte, deren Baugrundverhältnisse nicht in die Baugrundklassen A bis E eingeordnet werden können, sind besondere bodendynamische Untersuchungen zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums erforderlich.

Zur Bedeutung der Baugrundklassen ist zu beachten, dass das maximale Verhältnis der Erdbebeneinwirkung von Standorten in der gleichen Zone (Faktor 2,70 zwischen Baugrundklassen A und D) das maximale Verhältnis zwischen den Zonen (Faktor 2,66 zwischen Z1 und Z3b) knapp übertrifft. Die Differenzierung aufgrund der lokalen Baugrundverhältnisse kann folglich einen Unterschied von bis zu 3 Zonen erreichen und ist mindestens so wichtig geworden wie die regionale Erdbebengefährdung.

Die Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des Bundesamts für Wasser und Geologie (BWG) hat Karten der Baugrundklassen im Massstab 1:25'000 publiziert, um die Einstufung in die korrekte Baugrundklasse zu erleichtern. Beginnend bei den höheren Erdbebenzo-

nen soll nach und nach das gesamte Siedlungsgebiet der Schweiz kartiert werden. Es handelt sich dabei um einen wichtigen ersten Schritt zur seismischen Mikrozonierung mit standortspezifischen Antwortspektren, d.h. zu einer Zonierung, die auch lokal unterschiedliche Parameterwerte des elastischen Antwortspektrums als Ersatz für die pauschalen Normwerte in Tabelle 25 der Norm SIA 261 enthalten wird. Bild 2 zeigt als Beispiel eine Karte der Baugrundklassen für einen Ausschnitt des Rhonetals bei Martigny [BWG 2004]. In Bild 2 wurde die Baugrundklasse F unterteilt durch die Klassen F1 (strukturempfindliche und organische Ablagerungen z.B. Torf, Seekreide mit einer Mächtigkeit über 10 m) und F2 (aktive Rutschungen oder Rutschungen, die reaktiviert werden könnten).

Weitere Karten können interaktiv unter folgender WWW-Adresse heruntergeladen werden:

<http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/index.htm> anschliessend unter der Rubrik „Erdbeben“ auf den Link „Karte der Baugrundklassen nach SIA 261“.

## 6 ANTWORTSPEKTREN

Die Norm SIA 261 definiert zwei Arten von Antwortspektren: das elastische Antwortspektrum und das Bemessungsspektrum. Das elastische Antwortspektrum wird nur in Spezialfällen zur Erdbebenbemessung verwendet. Es dient primär als Schnittstelle zwischen seismologischen oder bodendynamischen Untersuchungen und Erdbebenbemessung.

Das Bemessungsspektrum wird zur Erdbebenbemessung von normalen Bauwerken verwendet. Es ist dimensionslos und berücksichtigt den Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$  sowie den vom Tragwerk abhängigen Verhaltensbeiwert  $q$ . Je nach Fähigkeit des Tragwerkes, der Erdbeneinwirkung im nicht-linearen Bereich mit Überfestigkeit zu widerstehen, darf das elastische Antwortspektrum für 5% Dämpfung durch einen Verhaltensbeiwert  $q$  im Bereich von 1,5 bis 5,0 dividiert werden. Ferner wird der von der Bauwerksklasse abhängige Bedeutungsfaktor  $\gamma_f$  in das Bemessungsspektrum eingerechnet.

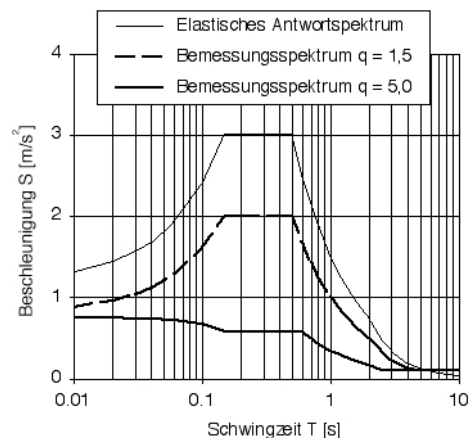


Bild 3 Vergleich der Bemessungsspektren für  $q = 1,5$  und  $q = 5,0$  mit dem elastischen Antwortspektrum für Bauwerksklasse I bei Baugrundklasse B in Erdbebenzone Z2

In Bild 3 werden die Bemessungsspektren für  $q = 1,5$  und  $q = 5,0$ , den beiden Extremwerten des Verhaltensbeiwerts über alle Bauweisen, dem entsprechenden elastischen Antwortspektrum gegenübergestellt. Der Vergleich in Bild 3 erfolgt für Baugrundklasse B, Erdbebenzone 2 und einen Bedeutungsfaktor  $\gamma_f = 1,0$  (BWK I). Auffällig ist das Zusammentreffen der beiden dargestellten Bemessungsspektren bei extremalen Schwingzeiten. Bei sehr kleinen Schwingzeiten, d.h. bei ganz steifen Tragwerken, resultiert für alle  $q$ -Werte die gleiche Reduktion des elastischen Antwortspektrums von  $q = 1,5$ . Dies entspricht dem Anteil der Überfestigkeit im Verhaltensbeiwert, da bei ganz steifen Tragwerken keine Reduktion dank Duktilität mehr erfolgt. Bei sehr grossen Schwingzeiten, d.h. bei sehr weichen Tragwerken, darf die Spektralbeschleunigung nicht unter den Minimalwert von  $0,1\gamma_f a_{gd}$  fallen.

## 7 DUKTILES UND NICHT-DUKTILES TRAGWERKSVERHALTEN

Für die Erdbebenbemessung stehen zwei Konzepte der Erdbebenbemessung zur Verfügung. Das nicht-duktiler Tragwerksverhalten entspricht der konventionellen Bemessung, wie z.B. für Wind oder Schwerelasten. Es sind keine besonderen Bemessungsregeln mit Ausnahme der konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen in den Tabellen 27 und 28 der Norm SIA 261 zu berücksichtigen. Der Verhaltensbeiwert beträgt  $q = 1,5$  für alle Bauweisen

mit Ausnahme von Stahlbetontragwerken mit Bewehrung aus den duktileren Betonstählen der Klassen B und C, für die  $q = 2,0$  angesetzt werden darf (Tabelle 1). Der Verhaltensbeiwert von  $q = 1,5$  berücksichtigt im Wesentlichen nur die Überfestigkeit und praktisch keine Duktilität.

Bauweise	Verhaltensbeiwert $q$
Betonbau mit Betonstahl A oder Spannstahl	1,5
Betonbau mit Betonstahl B oder C	2,0
Stahlbau	1,5
Stahl-Beton-Verbundbau	1,5
Holzbau	1,5
Mauerwerk	1,5

Tabelle 1 Verhaltensbeiwerte  $q$  für die horizontale Erdbebeneinwirkung bei nicht-duktilen Tragwerksverhalten

Als Alternative bietet sich das duktile Tragwerksverhalten als Bemessungsmethode an, das auf den Erkenntnissen des modernen Erdbeningenieurwesens wie der Methode der Kapazitätsbemessung beruht. Die entsprechenden baustoffspezifischen Regeln befinden sich in den Kapiteln *Erdbeben* der Normen 262 bis 266. Sie wurden aus dem Eurocode 8 übernommen, für niedrige bis mittlere Seismizität vereinfacht und in die übrigen Bemessungsregeln dieser Normen integriert. Das duktile Tragwerksverhalten erlaubt, einen grösseren Verhaltensbeiwert  $q$  in Rechnung zu stellen und führt zu wirtschaftlicheren Konstruktionen, wenn immer das Erdbeben für die Bemessung massgebend wird. Die Verhaltensbeiwerte  $q$  für das duktile Tragwerksverhalten sind jeweils am Anfang der Kapitel *Erdbeben* in den Normen SIA 262 bis 266 aufgeführt. In Abhängigkeit von Tragsystem und baustoffspezifischen Kriterien (z.B. Stahlqualität des Bewehrungsstahls oder Querschnittsklasse des Stahlprofils) variiert  $q$  im Bereich von 2,0 bis 5,0 (Tabelle 2). Für vertikale Erdbebeneinwirkung ist  $q = 1,5$  unabhängig von Tragwerksverhalten und Bauweise (Norm SIA 261 Ziffer 16.2.4.2).

Bauweise	Verhaltensbeiwert $q$
Betonbau	3,0 – 4,0
Stahlbau	2,0 – 5,0
Stahl-Beton-Verbundbau	2,0 – 5,0
Holzbau	2,0 – 3,0
bewehrtes Mauerwerk	2,5

Tabelle 2 Verhaltensbeiwerte  $q$  für die horizontale Erdbebeneinwirkung bei duktilen Tragwerksverhalten

## 8 TRAGWERKSANALYSE

Die Tragwerksanalyse hat in der Regel an einem linear elastischen Berechnungsmodell zu erfolgen. Das plastische Verformungsvermögen wird bereits über den Verhaltensbeiwert  $q$  in Form einer gegenüber rein elastischem Verhalten reduzierten Erdbebeneinwirkung berücksichtigt und darf nicht ein zweites Mal zur plastischen Umverteilung der elastischen Schnittkräfte in Anspruch genommen werden.

Für Spezialfälle können nicht-lineare Berechnungen durchgeführt werden. Dabei ist zwischen nichtlinearer statischer und nichtlinearer dynamischer Berechnung zu unterscheiden. Die nicht nichtlineare statische Berechnung gewinnt zunehmend an Bedeutung für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauten. Sie wird im Merkblatt SIA 2018 normiert. Die nichtlineare dynamische Berechnung dürfte nur in Spezialfällen gerechtfertigt sein, da der Mehraufwand gegenüber den übrigen Berechnungsmethoden sehr gross ist. Die Norm SIA 261 beschränkt sich auf Anwendungsregeln für die beiden am weitesten verbreiteten linearen Berechnungsverfahren: dem Ersatzkraftverfahren und dem Antwortspektrenverfahren. Tabelle 3 vergleicht Eigenschaften und Einsatzbereiche der vier erwähnten Berechnungsverfahren.

Für die Erdbebenbemessung von neuen Bauwerken sollte wenn möglich das Ersatzkraftverfahren verwendet werden. Als Voraussetzung dafür müssen jedoch die Regularitätskriterien im Grundriss und Aufriss gemäss Ziffern 16.5.1.3 und 16.5.1.4 der Norm SIA 261 erfüllt sein.

Eigenschaft	Ersatzkraftverfahren	Antwortspektrenverfahren	Nichtlineare statische Berechnung	Nichtlineare dynamische Berechnung
Dynamisches Modell	linearer EMS	linearer MMS	nichtlinearer EMS	nichtlinearer MMS
Geometrisches Modell	2D	2D oder 3D	2D	2D oder 3D
Materialmodell	linear	linear	nichtlinear	nichtlinear
Dämpfungsmodell	viskos	viskos	viskos	beliebig
Berücksichtigte Eigenformen	1. EF	alle	1. EF	nicht relevant
Berücksichtigung der Torsion	Zuschlag	linear	Zuschlag	nichtlinear
Plastische Verformungen	q-Faktor	q-Faktor	nichtlineares Materialmodell	nichtlineares Materialmodell
Erdbebenanregung	Bemessungsspektrum	Bemessungsspektrum	Bemessungsspektrum	Zeitverlauf
Bedingung für Anwendbarkeit	regelmässig	keine	regelmässig	keine
Einsatzbereich	neue Bauten	neue Bauten	bestehende Bauten	Spezialfälle
Berechnungsaufwand	klein	mittel	mittel	gross

Tabelle 3 Vergleich von vier Berechnungsverfahren für die Tragwerksanalyse

Die Torsion wird beim Ersatzkraftverfahren mit einem Zuschlag berücksichtigt, doch sollte bereits durch die Beachtung der Regeln des erdbebengerechten Entwurfs die Torsion möglichst klein gehalten werden. Wenn die Regularitätskriterien nicht erfüllt sind, darf das einfachere Ersatzkraftverfahren nicht mehr verwendet werden und es ist auf das etwas kompliziertere Antwortspektrenverfahren auszuweichen. Im Allgemeinen ist dazu ein räumliches Tragwerksmodell erforderlich.

Falls wenigstens die Regularitätskriterien im Grundriss erfüllt sind, genügt je eine Antwortspektrenberechnung an einem ebenen Modell in den beiden Hauptrichtungen. Als Erdbebeneinwirkung für das Antwortspektrenverfahren ist das Bemessungsspektrum in allen massgebenden Richtungen zu berücksichtigen.

## 9 MASSNAHMEN

Neben rechnerischen Nachweisen schreibt die Norm SIA 261 in Tabellen 27 und 28 konzeptionelle und konstruktive Massnahmen vor. Es handelt sich dabei um die fundamentale Regeln des erdbebengerechten Entwurfs, die das Erdbebenverhalten entscheidend verbessern können. Dabei ist zu bedenken, dass auch stärkere Erdbeben als das Bemessungsbeben auftreten können und die Einhaltung der Massnahmen eine

gewisse Reserve über den rechnerischen Tragwiderstand hinaus garantiert. Der Grad der Verbindlichkeit der konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen ist abhängig von der Kombination Bauwerksklasse/Erdbebenzone. Auch von zwingend verlangten Massnahmen darf abgewichen werden, wenn dies durch Berechnungen begründet werden kann.

## 10 LITERATUR

- Bachmann, H. (2002), *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Birkhäuser-Verlag, Basel.
- BWG (2004), Karten der Baugrundklassen für die Norm SIA 261. <http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/index.htm> Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.
- SIA 160 (1989), Norm SIA 160: *Einwirkungen auf Tragwerke*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- SIA 261 (2003), Norm SIA 261: *Einwirkungen auf Tragwerke*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- SIA MB 2018 (2004), Merkblatt SIA 2018: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- Wenk T. & Lestuzzi P. (2003), Erdbeben. Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Einwirkungen auf Tragwerk. *Dokumentation D 0181: Einführung in die Normen SIA 260 und 261*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

# Antwortspektren

Alessandro Dazio  
 Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

## 1 EINFÜHRUNG

Die neuen SIA-Tragwerksnormen, sowie viele andere Normen weltweit, verwenden Antwortspektren zur Beschreibung der seismischen Einwirkung. Die entsprechende Bemessung erfolgt dann anhand von Bemessungsspektren.

Erdbeben sind eine äusserst komplexe dynamische Einwirkung und die Spektren sind ein pragmatisches, effizientes und zweckmässiges Werkzeug, um damit umgehen zu können. Dabei werden aber stillschweigend wichtige Annahmen akzeptiert, die bei der Bemessung von Bauten Konsequenzen haben. Um projektierenden Ingenieuren bei der Bemessung bessere Entscheidungsgrundlagen zu geben, soll dieser Beitrag zuerst zeigen wie Antwortspektren berechnet werden, welche Informationen sie enthalten und was für Eigenschaften sie haben. Anschliessend werden elastische und inelastische Bemessungsspektren nach Newmark hergeleitet und diskutiert. Es wird auf diese Spektren fokussiert, weil sie die Grundlagen für fast alle Normen weltweit darstellen. Zum Schluss werden die "Spektren nach Newmark<sup>1</sup>" mit den "Spektren nach Norm SIA 261" verglichen.

## 2 EINMASSENSCHWINGER

### 2.1 Eigenschaften von linearen Einmassenschwinger

Für eine gegebene Einwirkung stellen Antwortspektren die maximale Antwort eines Einmassenschwingers in Funktion seiner Periode  $T$  (oder der Eigenfrequenz  $f$ ) dar. Der erste Schritt zur Bestimmung eines Antwortspektrums ist somit die dynamische Berechnung eines Einmassenschwingers.

Der Einmassenschwinger (EMS) ist ein dynamisches System mit einem Freiheitsgrad. Dieser besteht aus einem Massenpunkt mit Masse  $m$ , aus einer

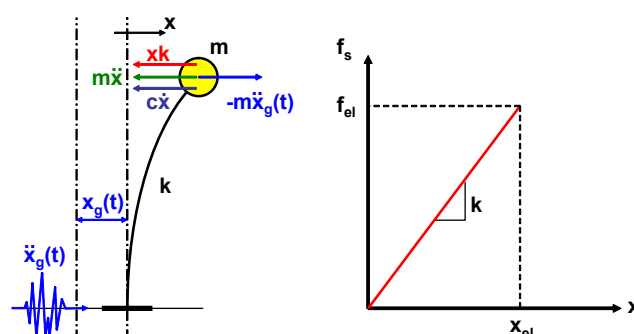


Abb. 1: Notation zum linearen Einmassenschwinger.

Feder mit Steifigkeit  $k$  und aus einem Dämpfer mit Dämpfungskonstante  $c$ . Wenn die Federsteifigkeit  $k$ , wie in Abbildung 1, konstant über die Zeit ist, spricht man von einem linearen EMS.

Der Freiheitsgrad des EMS von Abbildung 1 ist die Verschiebung der Masse  $m$  in X-Richtung. Die Bewegungsgleichung für eine Fusspunktanregung mit dem Beschleunigungszeitverlauf  $\ddot{x}_g(t)$  kann aus dem Gleichgewicht der Kräfte hergeleitet werden:

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) + c\dot{x} + kx = 0 \quad (1)$$

wobei  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$  und  $x$  als Bewegungsgrössen relativ zum Fusspunkt des EMS zu betrachten sind. Nach leichter Umformung wird Gleichung (1) zu:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g(t) \quad (2)$$

Es handelt sich dabei um eine Differentialgleichung zweiter Ordnung die analytisch gelöst werden kann, wenn die Anregung  $-m\ddot{x}_g(t)$  in einfacher mathematischer Form vorliegt (Chopra (2001)). Die Einführung der Eigenkreisfrequenz  $\omega$  (bzw. der Eigenfrequenz  $f$  und der Periode  $T$ ) und der Dämpfungsrate (oder "Dämpfung")  $\zeta$  erlaubt nochmals die Umformung der Bewegungsgleichung.

$$\text{Eigenkreisfrequenz: } \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3)$$

$$\text{Eigenfrequenz: } f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (4)$$

1. Professor Nathan M. Newmark (1910-1981). Department of Civil Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.

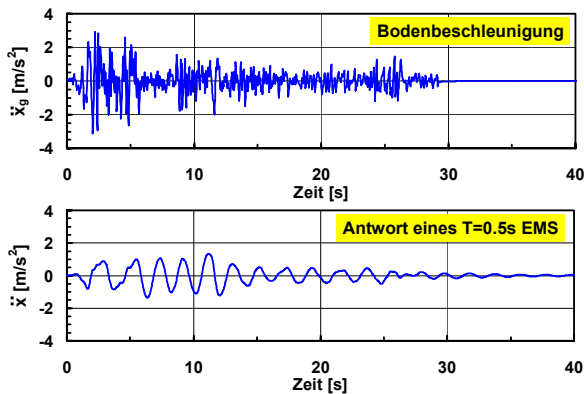


Abb. 2: Zeitverlauf einer Bodenbeschleunigung ("El Centro" Erdbeben, 18.5.1940, S00E Komponente) und entsprechende Antwort eines EMS mit  $T=0.5s$ .

Periode: 
$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (5)$$

Dämpfungsrate: 
$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}} = \frac{c}{2\omega m} \quad (6)$$

Gleichung (7) ergibt sich mit der Einführung von Gleichungen (3) und (6) in Gleichung (2). Sie zeigt, dass das Bewegungsverhalten eines EMS bei gegebener Erdbebenanregung nur von seiner Periode und von seiner Dämpfung abhängig ist.

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{x}_g(t) \quad (7)$$

## 2.2 Zeitverlaufsberechnungen von linearen EMS

Der Zeitverlauf der Bewegungsgrößen  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$  und  $x$  des EMS soll aus der Lösung der Differentialgleichung (7) berechnet werden. Auf Abbildung 2 ist deutlich zu sehen, dass der Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung eines Erdbebens nicht einfach mathematisch beschreibbar ist. Zeitverläufe werden deshalb, in der Regel, als Reihenfolge von diskreten Stützpunkten angegeben. Gleichung (7) muss somit numerisch gelöst werden. Eine detaillierte Diskussion der verschiedenen Verfahren, die zur Lösung beigezogen werden können, ist in Chopra (2001) zu finden. Im Rahmen dieses Beitrags wird nur das Integrationsverfahren nach Newmark kurz präsentiert.

Die Stützpunkte der Bodenbeschleunigung  $\ddot{x}_g(t)$  sind vom Anfang bis zum Ende des Erdbebens bei jedem Zeitschritt ("Zeitschritt")  $\Delta t$  angegeben. Die Bewegungsgrößen des EMS zum Zeitpunkt  $t$  sind bekannt und mit dem Verfahren nach Newmark werden die Bewegungsgrößen zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  berechnet. Die Berechnung fängt zum Zeitpunkt  $t = 0$  an (bei welchem der EMS unter bekannter Anfangsbedingungen steht) und wird Zeitschritt nach Zeitschritt weitergeführt bis der gesamte Zeitverlauf der Bewegungsgrößen, wie z.B. in Abbildung 2 die absolute Beschleunigung des EMS, berechnet ist.

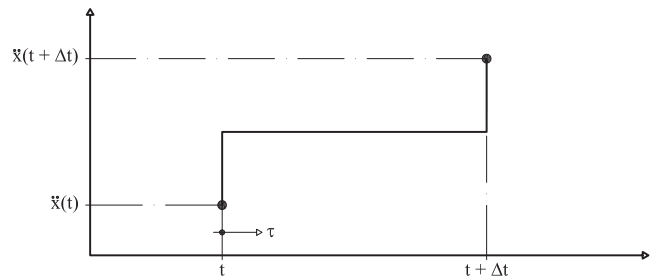


Abb. 3: Integrationsverfahren nach Newmark: mögliche Annahme des Verlaufs der Beschleunigung im Zeitschritt.

Wenn der EMS zu den Zeitpunkten  $t$  und  $t + \Delta t$  im Gleichgewicht ist, dann muss er auch innerhalb des Zeitschritts im Gleichgewicht sein. Die Bewegungsdifferentialgleichung kann somit in seiner inkrementellen Form geschrieben werden

$$m\Delta\ddot{x} + c\Delta\dot{x} + k\Delta x = -m\Delta\ddot{x}_g(t) \quad (8)$$

und die Bewegungsgrößen zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  können wie folgt berechnet werden:

$${}^{t+\Delta t}x = {}^t x + \Delta x, \quad {}^{t+\Delta t}\dot{x} = {}^t \dot{x} + \Delta \dot{x}, \quad {}^{t+\Delta t}\ddot{x} = {}^t \ddot{x} + \Delta \ddot{x} \quad (9)$$

Die Inkremente  $\Delta\ddot{x}$ ,  $\Delta\dot{x}$  und  $\Delta x$  sind vorläufig noch unbekannt und um sie zu bestimmen wird ein möglicher Verlauf der Beschleunigung des EMS im Zeitschritt  $\Delta t$  angenommen. Es wird häufig angenommen ("average constant acceleration method"), dass die relative Beschleunigung des EMS im Zeitschritt konstant ist (siehe Abbildung 3) und beträgt:

$$\ddot{x}(\tau) = \frac{1}{2} [{}^t \ddot{x} + {}^{t+\Delta t} \ddot{x}] \text{ bei } t \leq \tau < t + \Delta t \quad (10)$$

Aus der Integration der Beschleunigung  $\ddot{x}(\tau)$  im Zeitschritt  $\Delta t$  können die Inkremente der Geschwindigkeit  $\Delta\dot{x}$  und der Verschiebung  $\Delta x$  berechnet werden.

$$\Delta\dot{x} = \left( {}^t \ddot{x} + \frac{\Delta\ddot{x}}{2} \right) \Delta t \quad (11)$$

$$\Delta x = {}^t \dot{x} \Delta t + \left( {}^t \ddot{x} + \frac{\Delta\ddot{x}}{2} \right) \frac{\Delta t^2}{2} \quad (12)$$

Gleichungen (11) und (12) können jetzt in Gleichung (8) eingefügt werden

$$m\Delta\ddot{x} + c \left( {}^t \dot{x} + \frac{\Delta\dot{x}}{2} \right) \Delta t + k \left[ {}^t x \Delta t + \left( {}^t \ddot{x} + \frac{\Delta\ddot{x}}{2} \right) \frac{\Delta t^2}{2} \right] = -m\Delta\ddot{x}_g \quad (13)$$

wo der Inkrement  $\Delta\ddot{x}$  der Beschleunigung die einzige Unbekannte ist.  $\Delta\ddot{x}$  kann somit berechnet werden. Durch Rückwärtseinsetzen in Gleichungen (11), (12) und (9) können dann die gesuchten Bewegungsgrößen zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  berechnet werden.

Es ist zu bemerken, dass dieses Integrationsverfahren nach Newmark auf einer Diskretisierung der Differentialgleichung beruht, und deshalb seine

Genauigkeit von der Länge des Zeitschritts abhängig ist. Im Erdbebeningenieurwesen kommen, in Abhängigkeit der Periode des EMS, Zeitschritte in der Größenordnung von 0.001 - 0.02 Sekunden zur Anwendung. Weitere Hinweise über die Genauigkeit dieser numerischen Verfahren ist z.B. in Chopra (2001) zu finden.

### 2.3 Zeitverlaufsberechnungen von nicht-linearen EMS

Nicht-lineare EMS sind durch die Eigenschaft charakterisiert, dass die Federsteifigkeit  $k$  in Funktion der Beanspruchung variiert. Die Federkraft  $f_s$  kann somit nicht mehr aus der Multiplikation der Verformung mit der Steifigkeit berechnet werden. Abbildung 4 zeigt rechts die Kraft-Verformungs-Beziehung dreier unterschiedlicher Federn: eine Lineare und zwei Nicht-lineare. In der Wirklichkeit variiert die Federsteifigkeit meist kontinuierlich. Bei Modellen werden hingegen meist idealisierte Beziehungen angewendet, wie in diesem Fall, wo in Abbildung 4 die idealisierte Kraft-Verformungs-Beziehung eines sogenannten "Takeda"-Typ EMS dargestellt ist.

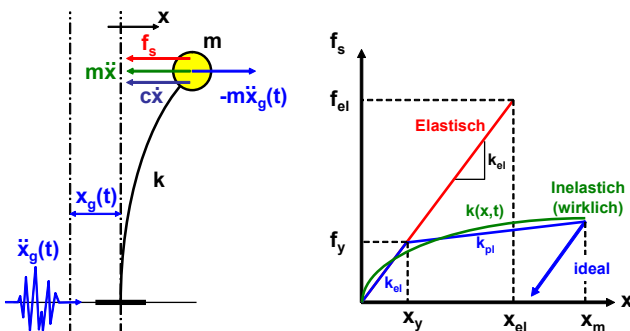


Abb. 4: Notation zum nicht-linearen EMS.

Die Berechnung des Zeitverlaufs der Bewegungsgrößen  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$  und  $x$  erfolgt grundsätzlich gleich wie bei linearen EMS unter Annahme, dass innerhalb eines Zeitschritts die Steifigkeit konstant bleibt. Eine Annahme die sicher erfüllt ist, wenn die Zeitschritte klein genug gewählt werden oder wenn innerhalb des Zeitschritts iteriert wird. Die inkrementelle Bewegungsgleichung wird zu

$$m\Delta\ddot{x} + c\Delta\dot{x} + k(x,t)\Delta x = -m\Delta\ddot{x}_g(t) \quad (14)$$

Die Steifigkeit  $k(x,t)$  wird bei jedem Zeitschritt aus den bekannten konstitutiven Beziehungen der Feder bestimmt, sodass Gleichung (14) ähnlich wie im Abschnitt 2.2 gelöst werden kann.

Das Integrationsverfahren nach Newmark lässt sich sowohl für lineare als auch für nicht-lineare EMS sehr einfach in Excel implementieren. Ein Beispiel

dazu ist unter <http://www.ibk.ethz.ch/da/education/TD/Downloads> zu finden.

## 3 ELASTISCHE ANTWORTSPEKTREN

### 3.1 Berechnung von Antwortspektren

Im Erdbebeningenieurwesen sind Zeitverläufe häufig nicht gefragt. Vielmehr sind in den meisten Fällen nur die maximale relative Verschiebung und die maximale Beanspruchung des EMS von Interesse. Deshalb wurde das Konzept des Antwortspektrums eingeführt. Ein einziges Antwortspektrum fasst diese Größen für alle möglichen EMS gleicher Dämpfung bei einem gegebenen Erdbeben zusammen.

Antwortspektren werden berechnet, indem die Bewegungsdifferentialgleichung (7) für verschiedene EMS mit unterschiedlicher Periode  $T_i$  aber gleicher Dämpfung  $\zeta$  gelöst wird, und die maximalen Bewegungsgrößen jedes EMS in Funktion seiner Periode  $T_i$  aufgetragen werden. Wird die maximale relative Verschiebung  $\max(|x(t)|)$  aufgetragen, dann spricht man vom Antwortspektrum der Verschiebung  $S_d(\omega_i)$  (nicht zu verwechseln mit dem  $S_d$  aus SIA 261, siehe Abschnitt 4.2); wird die maximale relative Geschwindigkeit  $\max(|\dot{x}(t)|)$  verwendet, erhält man das Antwortspektrum der Geschwindigkeit  $S_v(\omega_i)$ , und für die maximale absolute Beschleunigung  $\max(|\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t)|)$  ergibt sich das Antwortspektrum der Beschleunigung  $S_a(\omega_i)$ . Die gerade präsentierte Methodologie um elastische Antwortspektren zu bestimmen ist in Abbildung 5 schematisch dargestellt.

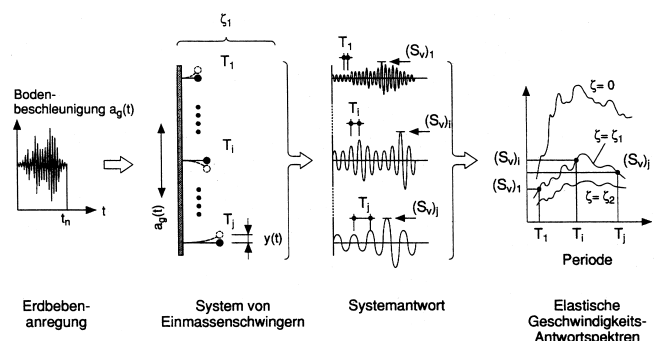


Abb. 5: Ermittlung von elastischen Antwortspektren (nach Bachmann (2002)).

### 3.2 Bodenbewegungsgrößen

Abbildung 6 zeigt den Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung<sup>1</sup>  $a_g$ , der Bodengeschwindigkeit  $v_g$  und der Bodenverschiebung  $d_g$  der S00E Komponente des

1. Beschleunigungen werden mit  $\ddot{x}$  in mathematischen Formulierungen bezeichnet, in anderen Fällen wird die Abkürzung  $a$  verwendet. Ähnliches gilt auch für Geschwindigkeiten und Verschiebungen.

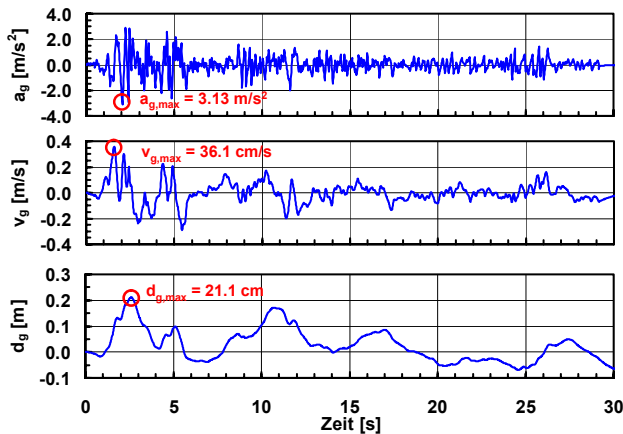


Abb. 6: Zeitverlauf der Bodenbewegungsgrößen des "El Centro" Erdbebens.

1940 "El Centro" Erdbeben. In den Vierziger Jahren wurden eher Bodenbeschleunigungen gemessen und die zwei anderen Bewegungsgrößen mittels Integration berechnet. Heutzutage können auch Geschwindigkeiten und Dank GPS auch Verschiebungen gemessen werden.

Wichtig zur Beschreibung eines Erdbebens sind die maximalen Bodenbewegungsgrößen  $a_{g,max}$ ,  $v_{g,max}$  und  $d_{g,max}$ , die in den nächsten Abschnitten oft zur Anwendung kommen werden. In Abbildung 6 sind maximale Bodenbewegungsgrößen des "El Centro" Erdbebens zur späteren Referenz identifiziert.

### 3.3 Grenzwerte der Bewegungsgrößen für sehr steife und sehr weiche Systeme

Betrachtungen anhand der Bewegungsgleichung (7) erlauben Aussagen über die Grenzwerte sowohl für sehr steife (links in Abb. 7) als auch für sehr weiche Systeme (rechts in Abb. 7).

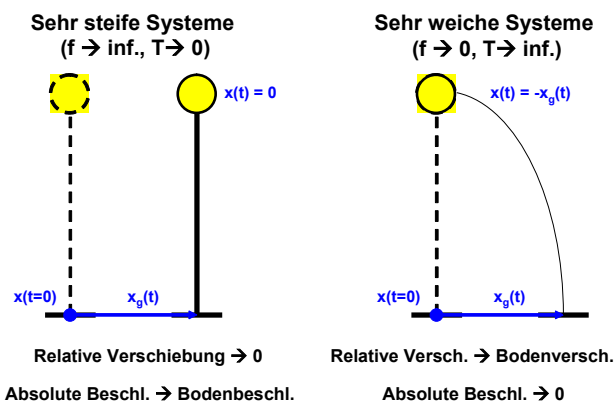


Abb. 7: Verformung eines sehr steifen (links) und ein sehr weichen (rechts) EMS (nach Bachmann (2002)).

Bei sehr steifen Systemen ( $T \rightarrow 0, f \rightarrow \infty$ ) bewegt sich die Masse wegen der sehr steifen Feder praktisch wie der Boden (Starrkörperverschiebung). Die Relativver-

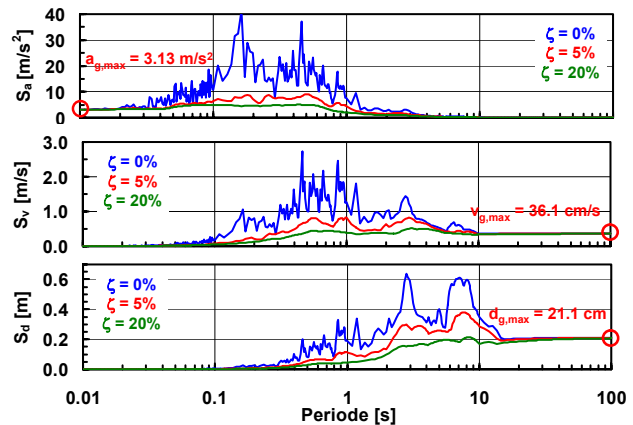


Abb. 8: Elastische Antwortspektren des "El Centro" Erdbebens, berechnet für unterschiedliche Dämpfungen.

schiebung tendiert zu null ( $\lim_{T \rightarrow 0} S_d = 0$ ) und die absolute Beschleunigung entspricht der Bodenbeschleunigung ( $\lim_{T \rightarrow 0} S_a = a_{g,max}$ ).

Bei sehr weichen Systemen ( $T \rightarrow \infty, f \rightarrow 0$ ) bleibt die Masse wegen der sehr weichen Feder praktisch am Ort (keine Verschiebung). Die Relativverschiebung entspricht der Bodenverschiebung ( $\lim_{T \rightarrow \infty} S_d = d_{g,max}$ ) und die absolute Beschleunigung ist null ( $\lim_{T \rightarrow \infty} S_a = 0$ ).

### 3.4 Eigenschaften von Antwortspektren (Teil 1)

Abbildung 8 zeigt elastische Antwortspektren der Beschleunigung, der Geschwindigkeit und der Verschiebung berechnet für die S00E Komponente des 1940 "El Centro" Erdbebens. Es können dabei folgende allgemein gültige Eigenschaften festgestellt werden:

- Die Grenzwerte der spektralen Bewegungsgrößen  $S_a$  und  $S_d$  für sehr steife und sehr weiche Systeme bestätigen die Überlegungen von Abs. 3.3. Aus der Integration der Bewegungsgleichung resultiert, dass bei sehr steifen Systemen die relative Geschwindigkeit null ist ( $\lim_{T \rightarrow 0} S_v = 0$ ) und dass bei sehr weichen Systemen die Relativgeschwindigkeit der Bodengeschwindigkeit entspricht ( $\lim_{T \rightarrow \infty} S_v = v_{g,max}$ ).
- Ausser bei sehr weichen und sehr steifen EMS hat die Dämpfung einen wesentlichen Einfluss auf die Antwortspektren. Bei kleinen Dämpfungen sind die spektralen Werte wesentlich grösser und der Verlauf der Spektren ist sehr zackig. Bei Tragwerken ist deshalb Dämpfung eine sehr günstige Eigenschaft, weil sie die Beanspruchungen verkleinert und vermeidet, dass zwei Tragwerke (als EMS modelliert), die ähnliche Eigenfrequenzen haben, völlig unterschiedliche Antworten erfahren. Es ist somit leicht zu verstehen, warum die Bemessung oder die Ertüchtigung von Tragwerken anhand von mechanischen Systeme-



men, die die Dämpfung des Tragwerks erhöhen, sehr effizient sein kann.

Weitere Eigenschaften von Antwortspektren sind im Abschnitt 3.7 zu finden.

### 3.5 Pseudo-Bewegungsgrösse

In der Literatur sind oft auch Antwortspektren der Pseudo-Geschwindigkeit  $S_{pv}(\omega_i)$  und der Pseudo-Beschleunigung  $S_{pa}(\omega_i)$  zu finden. Sie werden berechnet, indem das Antwortspektrum der Verschiebung  $S_d$  mit  $\omega_i$  bzw.  $\omega_i^2$  multipliziert wird:

$$S_{pv} = \omega S_d \tag{15}$$

$$S_{pa} = \omega^2 S_d \tag{16}$$

Die Pseudo-Geschwindigkeit  $S_{pv}$  ist in Gleichung (15) definiert. Sie hat die Einheiten einer Geschwindigkeit und kann als Mass für die maximale Verformungsenergie des EMS interpretiert werden:

$$E_s = \frac{kS_d^2}{2} = \frac{k(S_{pv}/\omega)^2}{2} = \frac{mS_{pv}^2}{2} \tag{17}$$

Die Pseudo-Beschleunigung  $S_{pa}$  ist in Gleichung (16) definiert. Sie hat die Einheiten einer Beschleunigung und kann als Mass für die maximale Federkraft des EMS interpretiert werden:

$$F = kS_d = k(S_{pa}/\omega^2) = mS_{pa} \tag{18}$$

Oft werden wirkliche Tragwerke als EMS modelliert und die maximale Federkraft  $V = mS_{pa}$  entspricht somit der statischen Ersatzkraft, die zur Bemessung des Tragwerks verwendet wird. Im Erdbebeningenieurwesen sind somit Pseudo-Bewegungsgrössen wesentlich wichtiger als die wirklichen Bewegungsgrössen, weil sie einen direkten Bezug zur Beanspruchung des EMS bzw. des Tragwerks haben.

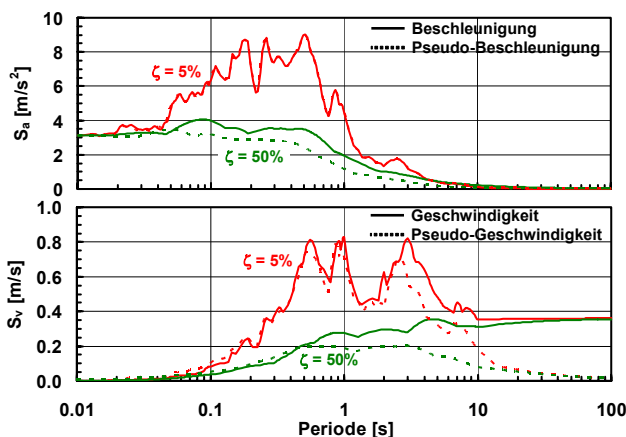


Abb. 9: Vergleich zwischen "wirklicher" und Pseudo-Bewegungsgrösse.

Ein Vergleich zwischen "wirklicher" und Pseudo-Bewegungsgrösse ist in Abbildung 9 präsentiert. Zwischen

$S_v(\omega_i)$  und  $S_{pv}(\omega_i)$  gibt es im Allgemeinen ab einer Periode von einer Sekunde markante Unterschiede.  $S_a(\omega_i)$  und  $S_{pa}(\omega_i)$  sind hingegen identisch für  $\zeta = 0$  und weichen auch für  $\zeta > 0$  kaum voneinander ab. Diese Übereinstimmung beruht darauf, dass die maximale absolute Beschleunigung und die maximale Federkraft praktisch gleichzeitig auftreten und dabei auch die relative Geschwindigkeit des EMS null ist, sodass keine Dämpfungskräfte vorhanden sind.

### 3.6 Kombinierte doppelt-logarithmische Darstellung von Antwortspektren

Die Einführung der Pseudo-Bewegungsgrössen erlaubt die kombinierte Darstellung von allen relevanten Spektralgrössen in einer einzigen logarithmischen Zeichnung. Aus Gleichungen (15) und (16) haben wir die Beziehungen:

$$\log S_{pa} = \log S_{pv} + \log \omega = \log S_{pv} - \log T + \log 2\pi \tag{19}$$

$$\log S_d = \log S_{pv} - \log \omega = \log S_{pv} + \log T - \log 2\pi \tag{20}$$

Diese führen zur kombinierten doppelt-logarithmischen Darstellung von Abbildung 10. Dort ist eine konstante Pseudo-Beschleunigung durch die Gleichung  $\log S_{pv} = \log T + konst$  charakterisiert, d.h durch eine Gerade mit  $+45^\circ$  Neigung. Eine konstante Verschiebung hingegen, ist durch Gleichung  $\log S_{pv} = -\log T + konst$  charakterisiert, d.h. durch eine Gerade mit  $-45^\circ$  Neigung.

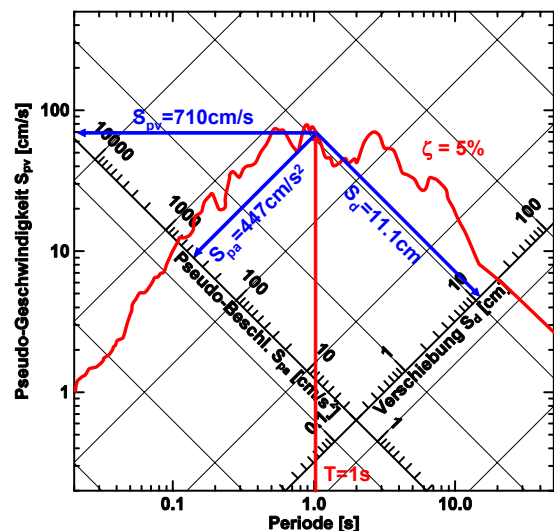


Abb. 10: Kombinierte doppelt-logarithmische Darstellung des Antwortspektrums des "El Centro" Erdbebens, berechnet für 5% Dämpfung.

### 3.7 Eigenschaften von Antwortspektren (Teil 2)

Abbildung 11 stellt die elastischen Antwortspektren von Abbildung 8 kombinierter doppelt-logarithmisch

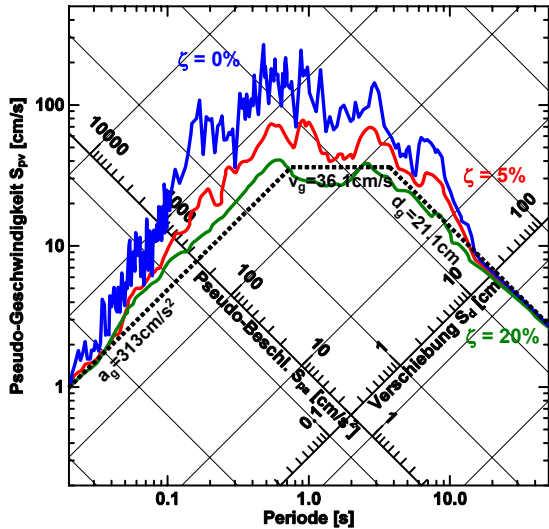


Abb. 11: Kombinierte doppelt-logarithmische Darstellung der Antwortspektren des "El Centro" Erdbebens.

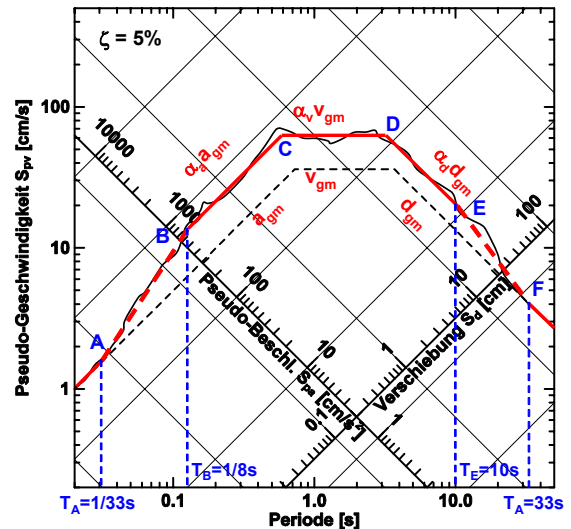


Abb. 12: Konstruktion eines elastischen Bemessungsspektrums nach Newmark.

dar. Die maximale Bodenbewegungsgrößen sind hier durch gestrichelten Linien dargestellt.

Neben den Eigenschaften betreffend Grenzwerte und Dämpfung, die schon im Abschnitt 3.4 diskutiert wurden, kann man hier anhand der kombinierten doppelt-logarithmischen Darstellung deutlich sehen, dass es im Antwortspektrum Periodenbereiche gibt, die von den Bodenbewegungsgrößen stark beeinflusst sind:

- Im Periodenbereich zwischen zirka 0.03 und 0.5 Sekunden ist die Pseudo-Beschleunigung ein Vielfaches der Bodenbeschleunigung.
- Im Periodenbereich zwischen zirka 0.5 und 3 Sekunden ist die Pseudo-Geschwindigkeit ein Vielfaches der Bodengeschwindigkeit.
- Im Periodenbereich zwischen zirka 3 und 15 Sekunden ist die Verschiebung ein Vielfaches der Bodenverschiebung.

Diese Zusammenhänge sind erst Dank der kombinierten doppelt-logarithmischen Darstellung ersichtlich geworden und werden im nächsten Kapitel verwendet, um elastischen Bemessungsspektren zu konstruieren.

## 4 ELASTISCHE BEMESSUNGSSPEKTREN

### 4.1 Bemessungsspektren nach Newmark

Die erstmalige Entwicklung von Bemessungsspektren bei Professor Nathan Newmark und seinen Mitarbeitern hat in den Sechziger Jahren das Erdbebeningenieurwesen revolutioniert. Trotzdem, wird im Rahmen dieses Beitrags auf eine genaue Erklärung des dabei verwendeten Verfahrens verzichtet. Es wird hier nur die Grundidee anhand von Abbildung 12 kurz erläutert.

Für eine vertiefte Diskussion wird auf Newmark & Hall (1982) oder auf Chopra (2001) verwiesen.

Ein elastisches Bemessungsspektrum wird als geglättete statistische Auswertung der elastischen Antwortspektren mehrerer registrierter Erdbeben von etwa gleicher Intensität in Gegenden mit ähnlicher Tektonik und ähnlicher Bodenart konstruiert (nach Bachmann (2002)).

Abbildung 12 zeigt mit der dünnen ausgezogenen Linie den Mittelwert aus Antwortspektren von mehreren registrierten Erdbeben. Der Mittelwert aus Antwortspektren ist glatter als die einzelnen Antwortspektren (siehe Abb. 11), besitzt aber die gleichen Eigenschaften im Bezug auf den Verlauf der Kurve wie die einzelnen Spektren (siehe Abs. 3.7). Die verschiedenen Bereiche des Antwortspektrums sind durch die sogenannten Eckperioden  $T_A$  bis  $T_F$  charakterisiert.

Das geglättete Bemessungsspektrum wird dann folgendermassen konstruiert:

- Im Periodenbereich  $T < T_A$  entspricht die spektrale Pseudo-Beschleunigung der Bodenbeschleunigung
- Im Periodenbereich  $T_B < T < T_E$  werden die spektralen Amplifikationsfaktoren  $\alpha_a$ ,  $\alpha_v$  und  $\alpha_d$  gesucht, die multipliziert mit den entsprechenden Mittelwerten der Bewegungsgrößen  $a_{gm}$ ,  $v_{gm}$  und  $d_{gm}$ , die beste Übereinstimmung mit dem Mittelwert aus den Antwortspektren ergeben.
- Im Periodenbereich  $T > T_F$  entspricht die spektrale Verschiebung der Bodenverschiebung
- In allen anderen Bereichen wird interpoliert.

Bemessungsspektren können für ein beliebiges Fraktile der statistischen Auswertung von mehreren registrierten Erdbeben berechnet werden. Die statistische Auswertung von Erdbeben aus Kalifornien, die seinerzeit

$\zeta$	Median (50%)			Eine Stdabw. (84%)		
	$\alpha_a$	$\alpha_v$	$\alpha_d$	$\alpha_a$	$\alpha_v$	$\alpha_d$
2%	2.74	2.03	1.63	3.66	2.92	2.42
5%	2.12	1.65	1.39	2.71	2.30	2.01
10%	1.64	1.37	1.20	1.99	1.84	1.69
20%	1.17	1.08	1.01	1.26	1.37	1.38

Tabelle 1: Spektrale Aamplifikationsfaktoren für elastische Spektren (nach Newmark & Hall (1982)).

bei Newmark vorgeschlagen wurde, ist in Tabelle 1 zusammengefasst.

### 4.2 Elastische Antwortspektren nach SIA 261

Abbildung 13 vergleicht die Form der elastischen Antwortspektren der Norm SIA 261 mit der Form der Bemessungsspektren nach Newmark. Es ist offensichtlich, dass die Spektren für die Norm SIA 261 anhand ähnlicher Prinzipien wie bei den Spektren nach Newmark konstruiert wurden. Es wurden dabei andere Erdbeben ausgewertet.

Bei steifen EMS unterscheiden sich die beiden Spektrenformen. Die Spektren nach Newmark weisen eine zusätzliche Eckperiode  $T_A$ . Dieser Unterschied ist aber von untergeordneter Bedeutung, weil der betroffene Periodenbereich bei praktischen Anwendungen kaum vorkommt.

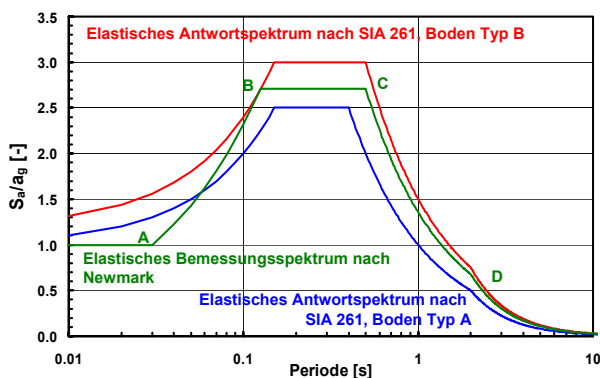


Abb. 13: Elastische Antwortspektren nach SIA 261 vs. elastische Bemessungsspektren nach Newmark.

**Aufpassen!** Zwischen den üblichen Bezeichnungen der Literatur und den Bezeichnungen der Norm SIA 261 gibt es Unterschiede. In SIA 261 wird  $S_e$  für "elastisches Antwortspektrum der Beschleunigung" verwendet, während in der Literatur  $S_a$  vorkommt. In SIA 261 wird  $S_d$  für "Bemessungsspektrum der Beschleunigung" verwendet, während in der Literatur  $S_d$  für "Antwortspektrum der Verschiebung" steht. Weitere Unterschiede bezüglich Bezeichnungen sind in Tabelle 2 zu finden.

SIA	=	Newmark
elastisches Antwortspektrum	=	elastisches Bemessungsspektrum
Bemessungsspektrum	=	inelastisches Bemessungsspektrum

Tabelle 2: Bezeichnungen gemäss SIA 261 und Newmark.

### 4.3 Elastische Bemessungsspektren im ADRS-Format

Immer mehr moderne Bemessungsverfahren benötigen die sogenannten Bemessungsspektren im ADRS-Format wobei die Abkürzung für "Acceleration-Displacement-Response Spectra" steht. Solche Spektren werden auch im neuen Merkblatt SIA 2018 (2004) im Rahmen von verformungsbasierten Bemessungsverfahren verwendet.

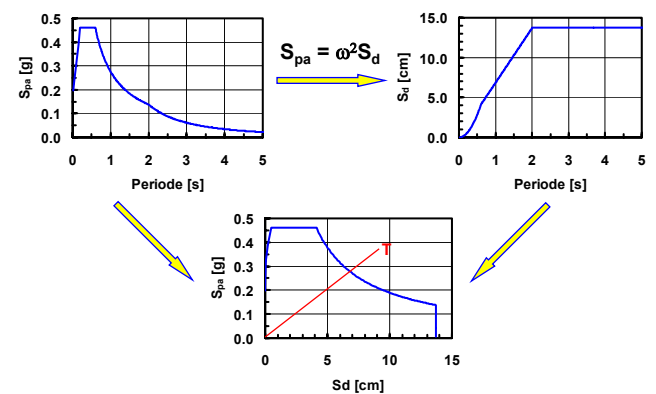


Abb. 14: Konstruktion eines elastischen Bemessungsspektrums in ADRS-Format.

Auch wenn die Diskussion dieser neuen Bemessungsverfahren kein Ziel dieses Beitrags ist, soll mindestens erklärt werden, wie diese Spektren konstruiert werden.

Abbildung 14 zeigt die Konstruktion eines elastischen Bemessungsspektrums im ADRS-Format:

- 1) Zuerst wird das elastische Antwortspektrum der Beschleunigung für die gewünschte Erdbebenzone und die gewählte Baugrundklasse gezeichnet.
- 2) Dann wird das elastische Antwortspektrum der Verschiebung anhand von Gleichung (16) berechnet.
- 3) Anschliessend wird das elastische Bemessungsspektrum im ADRS-Format konstruiert, indem die spektrale Beschleunigung in Funktion der spektralen Verschiebung aufgetragen wird. Die Periode  $T$  entspricht Geraden, die durch den Ursprung der Achsen laufen.

Bemessungsspektren im ADRS-Format haben, wie schon Spektren in kombinierter doppelt-logarithmischer Darstellung, den Vorteil, dass sie sehr anschaulich sind.

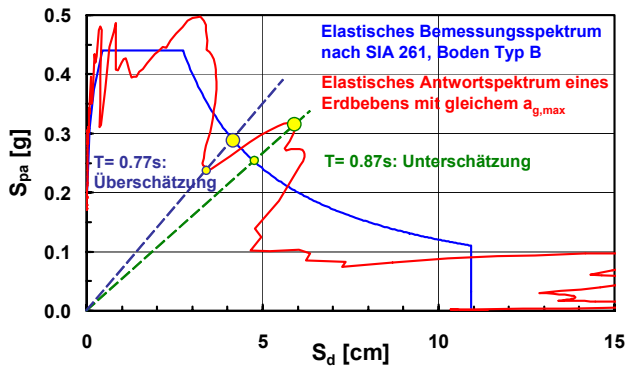


Abb. 15: Spektren im ADRS-Format.

Abbildung 15 zeigt zum Beispiel den Vergleich zwischen dem elastischen Bemessungsspektrum im ADRS-Format nach Norm SIA 261 für Böden Typ B und dem elastischen Antwortspektrum eines gemessenen Erdbebens. Es ist dabei sofort zu erkennen, dass das Bemessungsspektrum die Bewegungsgrößen eines  $T=0.77s$  EMS überschätzt, während es die Bewegungsgrößen eines  $T=0.87s$  EMS unterschätzt. Im Abschnitt 4.1 wurde erklärt, dass Bemessungsspektren anhand von gemittelten Antwortspektren bestimmt werden. Es ist deshalb möglich, dass einzelne Erdbeben Bereiche aufweisen, die durch größere Spektralwerte im Vergleich zum Bemessungsspektrum charakterisiert sind. Diese wichtige Eigenschaft von Bemessungsspektren soll während der Bemessung von Tragwerken nie vergessen werden.

### 5 INELASTISCHE ANTWORTSPEKTREN

Im Zusammenhang mit inelastischen Antwortspektren sollen zwei wichtige Begriffe eingeführt werden, nämlich der Reduktionsfaktor  $R_y$  und die Verschiebeduktilität  $\mu_\Delta$ . Unter Berücksichtigung der Bezeichnungen aus Abbildung 16 wird  $R_y$  als Verhältnis zwischen dem Widerstand des elastischen EMS  $f_{el}$  zur Fließkraft des inelastischen EMS  $f_y$  definiert. Die Verschiebeduktilität wird hingegen als Verhältnis zwischen der maximalen Verschiebung des nichtlinearen EMS  $x_m$  zu seiner Fließverschiebung  $x_y$  definiert.

$$\text{Reduktionsfaktor: } R_y = \frac{f_{el}}{f_y} \quad (21)$$

$$\text{Verschiebeduktilität: } \mu_\Delta = \frac{x_m}{x_y} \quad (22)$$

Das inelastische Antwortspektrum eines gegebenen Erdbebens wird wie folgt berechnet:

- 1) Die viskose Dämpfung und die "Soll-Verschiebeduktilität", für welche das inelastische Antwortspektrum berechnet werden soll, werden festgelegt.

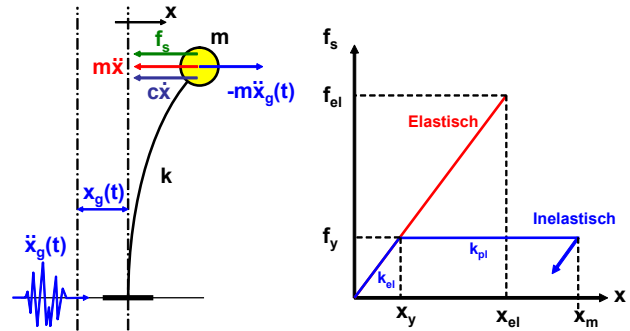


Abb. 16: Begriffe zu den inelastischen Antwortspektren.

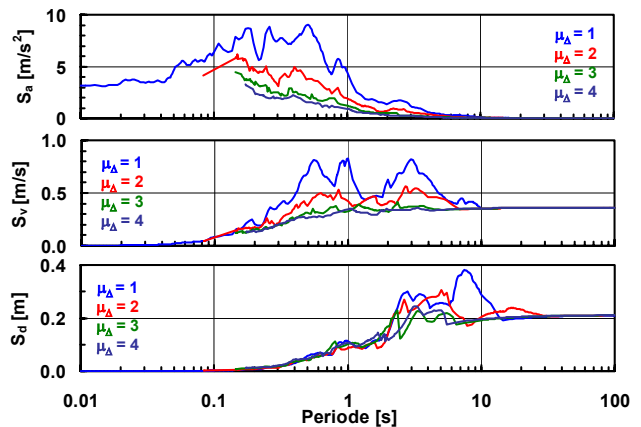


Abb. 17: Inelastische Antwortspektren des "El Centro" Erdbebens berechnet für unterschiedliche Verschiebeduktilitäten. Die viskose Dämpfung  $\zeta$  beträgt 5%.

- 2) Das elastische Antwortspektrum wird berechnet und die dabei erreichte Federkraft des linearen EMS gespeichert.
- 3) Für jeden elastischen EMS wird ein inelastischer EMS gleicher Periode definiert. Sein Widerstand entspricht der Federkraft des linearen EMS aus Schritt 2 und wird mit einem geschätzten Wert von  $R_y$  dividiert und damit eine inelastische Zeitverlaufberechnung durchgeführt. Am Ende der Zeitverlaufberechnung wird die erreichte "Ist-Verschiebeduktilität" bestimmt. Es wird iteriert indem  $R_y$  so lange variiert wird, bis die "Ist-Verschiebeduktilität" der "Soll-Verschiebeduktilität" entspricht. Die maximalen Bewegungsgrößen werden dann in Antwortspektrum eingetragen.

Abbildung 17 zeigt die inelastischen Antwortspektren des "El Centro" Erdbebens. Die Antwortspektren der Beschleunigung, der Geschwindigkeit und der Verschiebung wurden für vier verschiedene "Soll-Verschiebeduktilitäten" berechnet. Es können dabei die zwei wichtigsten Eigenschaften von inelastischen Antwortspektren festgestellt werden:

- 1) Da  $S_a \cong S_{pa}$ , kann auch die spektrale Beschleunigung als Maß für die vorhandene Federkraft interpretiert werden. Bei inelastischen EMS wird die

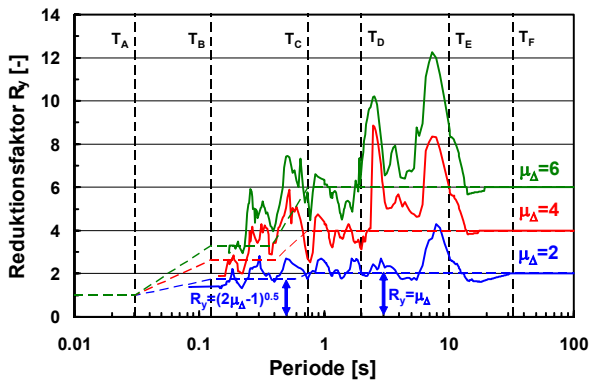


Abb. 18: Reduktionsfaktoren  $R_y$  für die Berechnung der Antwortspektren von Abbildung 17.

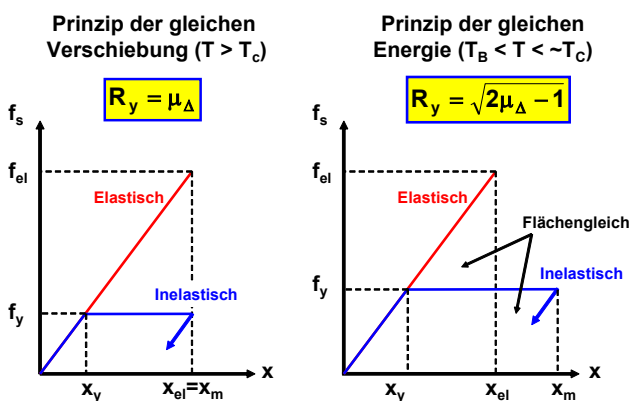


Abb. 19: Ansätze zur Abminderung des Widerstands eines EMS.

Federkraft  $f_s$  auf  $f_y = f_{el}/R_y$  begrenzt. Für einen gegebenen EMS, wächst  $R_y$  beim Wachsen der "Soll-Verschiebeduktilität". Aus diesem Grund führt die Erhöhung der "Soll-Verschiebeduktilität" zu einer Reduktion der spektralen Beschleunigung (Abb. 17, oben).

2) Im Allgemeinen ist die spektrale Verschiebung nicht sehr von der "Soll-Verschiebeduktilität" abhängig. D.h. ein elastischer EMS und ein inelastischer EMS gleicher Periode erfahren im Allgemeinen ähnliche maximale Verschiebungen (Abb. 17, unten).

Die Reduktionsfaktoren  $R_y$ , die notwendig waren, um die inelastischen Antwortspektren von Abb. 17 zu berechnen, sind pro "Soll-Verschiebeduktilität" in Abbildung 18 dargestellt. Neben den verwendeten Reduktionsfaktoren (ausgezogene Linien) sind auch mathematische Ansätze angegeben, die zur Schätzung der Reduktionsfaktoren normalerweise angewendet werden (gestrichelten horizontalen Linien). Diese Ansätze sind in Abbildung 19 schematisch dargestellt.

- Das "Prinzip der gleichen Verschiebung" sagt, dass ein elastischer EMS und ein inelastischer EMS gleicher Periode die gleiche maximale Verschiebung erreichen, gleiche Anregung vorausgesetzt.

- Das "Prinzip der gleichen Energie" (oder auch "Prinzip der gleichen Arbeit") sagt, dass ein elastischer EMS und ein inelastischer EMS gleicher Periode beim Erreichen der maximalen Verschiebung ( $x_{el}$  bzw.  $x_m$ ) die gleiche Arbeit geleistet haben.

Es ist dabei zu betonen, dass es sich um empirische Prinzipien und nicht um physikalische Gesetze handelt. Diese Prinzipien wurden aus der statistischen Auswertung von vielen Erdbeben hergeleitet und wenn Mittelwerte betrachtet werden stimmen sie recht gut mit der Wirklichkeit überein. Wenn hingegen, wie in Abbildung 18 deutlich zu erkennen ist, einzelne Erdbeben betrachtet werden, können die Abweichungen zwischen den Prinzipien und der Wirklichkeit sehr gross sein. Erfahrungsgemäss werden diese Abweichungen um so grösser, je grösser die "Soll-Verschiebeduktilität" ist.

## 6 INELASTISCHE BEMESSUNGSSPEKTREN NACH NEWMARK

Die Abminderungsprinzipien von Abbildung 19 wurden von Newmark entwickelt und zur Konstruktion von inelastischen Bemessungsspektren verwendet (Abbildung 20).

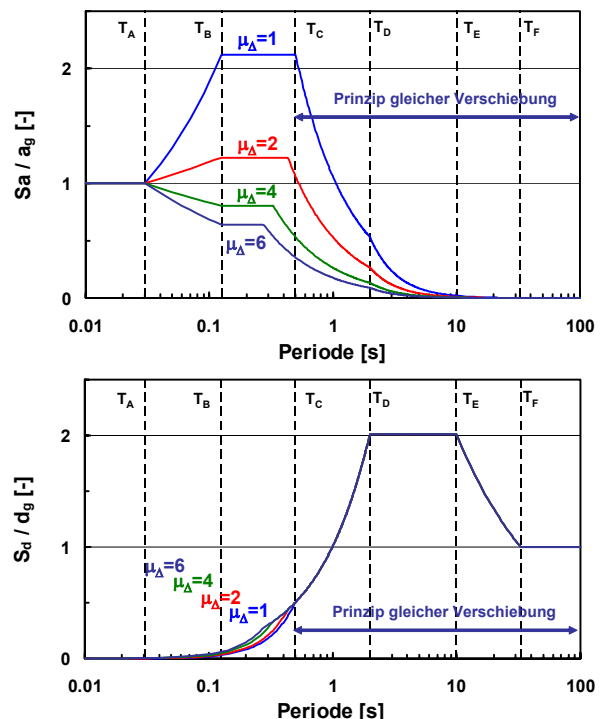


Abb. 20: Inelastische Bemessungsspektren nach Newmark. Beschleunigung (oben) und Verschiebung (unten)

Das inelastische Bemessungsspektrum der Beschleunigung wird für eine gegebene "Soll-Verschiebeduktilität"  $\mu_\Delta$  berechnet, indem das elastische Bemessungsspektrum durch den Reduktionsfaktor  $R_y$

dividiert wird. Für die verschiedenen Periodenbereiche gilt:

$$T < T_A: \quad R_y = 1 \quad (23)$$

$$T_B < T < \tilde{T}_C: \quad R_y = \sqrt{2\mu_\Delta - 1} \quad (24)$$

$$T > T_C: \quad R_y = \mu_\Delta \quad (25)$$

Das inelastische Bemessungsspektrum der Verschiebung wird für eine gegebene "Soll-Verschiebeduktilität"  $\mu_\Delta$  berechnet, indem das elastische Bemessungsspektrum mit dem Faktor  $\mu_\Delta/R_y$  multipliziert wird.

**Wichtiger Hinweis:** Wird ein Tragwerk für eine statische Ersatzkraft  $F = (mS_{a,el})/R_y$  bemessen, betragen die maximalen Verformungen infolge des gleichen Erdbebens  $\Delta = \Delta(F) \cdot \mu_\Delta$  und nicht nur  $\Delta = \Delta(F)$ .

### 7 INELASTISCHE BEMESSUNGSSPEKTREN NACH NORM SIA 261

Bei den Bemessungsspektren nach Newmark wird das inelastische Verhalten eines EMS durch die Verschiebeduktilität  $\mu_\Delta$  charakterisiert. In der Norm SIA 261 hingegen, wird das inelastische Verhalten eines EMS durch den Verhaltensbeiwert  $q$  berücksichtigt. Zwischen beiden Faktoren gilt folgende Beziehung:

$$q = \mu_\Delta \cdot \lambda_o \quad (26)$$

wobei  $\lambda_o$  die inherente Überfestigkeit des Tragwerks darstellt.  $\lambda_o$  liegt in der Größenordnung von 1.5.

Abbildung 21 stellt das Bemessungskonzept der Norm SIA 261 dar und in Abbildung 22 sind die dafür notwendigen Spektren angegeben.

Im Bemessungskonzept der Norm wird das duktile Verhalten von Tragwerken berücksichtigt indem der elastische Bedarf infolge Einwirkung anhand des Verhaltensbeiwerts  $q$  reduziert wird, um den Bemessungswert der Einwirkung zu bekommen. Diese Abminderung erfolgt implizit bei der Verwendung der Bemessungsspektren aus Ziffer 16.2.4 von SIA 261. Infolge Anwendung von Sicherheitsfaktoren im Rahmen der Bemessung, besitzt das Tragwerk eine inherente Überfestigkeit und deshalb liegt das erwartete Verhalten des Tragwerks zwischen dem rein elastischen Verhalten und dem Verhalten, dass während der Bemessung angenommen wurde.

In Bezug auf die maximalen Verformungen, die während eines Erdbeben auftreten, hat dieser Unterschied zwischen angenommenem und erwartetem Verhalten keine wesentliche Bedeutung. Die maximalen Verformungen können deshalb als  $x_y \cdot q$  berechnet werden, was Ziffer 16.5.5.1 von SIA 261 entspricht.

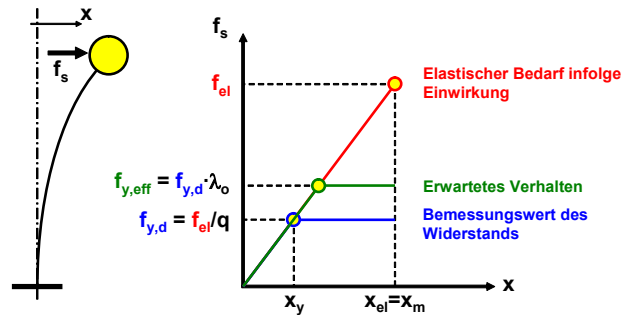


Abb. 21: Verhaltensbeiwert q nach Norm SIA 261.

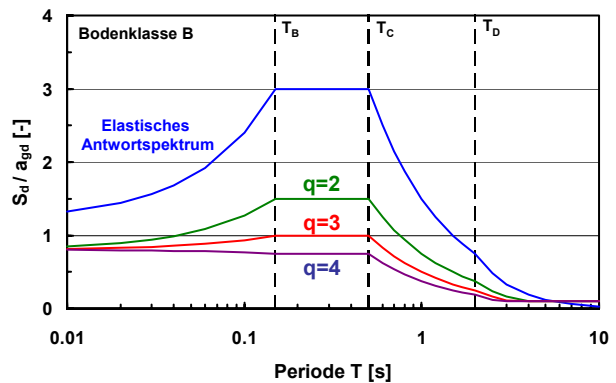


Abb. 22: Bemessungsspektren nach Norm SIA 261.

### 8 ZUSAMMENFASSUNG

Bemessungsspektren sind sehr nützliche Werkzeuge, um Tragwerke auf die zu erwartende Erdbebeneinwirkung zu bemessen. Im Mittel können Bemessungsspektren die Auswirkung von Erdbeben gut abbilden. Wenn einzelne Erdbeben betrachtet werden, kann es hingegen oft vorkommen, dass die Spektren diese Auswirkung unterschätzen. Diese Eigenschaft der Spektren soll bei Bemessungsaufgaben berücksichtigt werden, indem möglichst robuste Tragwerke angestrebt werden sollen.

### 9 LITERATUR

Bachmann H. (2002), Erdbebensicherung von Bauwerken. 2. überarbeitete Auflage. ISBN 3-7643-6941-8. Birkhäuser Verlag, Basel.

Chopra A.K. (2001), *Dynamics of Structures*. Second Edition. ISBN 0-13-086973-2. Prentice Hall, Upper Saddle River.

Newmark N.M., Hall W.J. (1982), *Earthquake Spectra and Design*. EERI Monograph. ISBN 0-943198-22-4.

SIA 261 (2003), *Einwirkung auf Tragwerke*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 2018 (2004), *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben*. Merkblatt. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

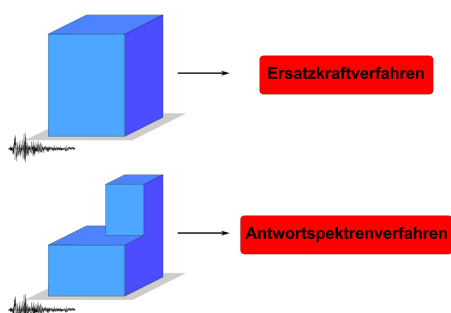
SIA D0171 (2002), *Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden. Dokumentation*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

# Tragwerksanalyse

Pierino Lestuzzi, ENAC-IS-IMAC, EPFL, pierino.lestuzzi@epfl.ch

## 1 ALLGEMEINES

Die Erdbebenbestimmungen in den Normen SIA 260 ff sind für neue Bauwerke ausgelegt. In diesem Fall haben sich die Berechnungsverfahren nicht viel verändert. Das Ersatzkraftverfahren bleibt die bewährte Methodik der Erdbebenbemessung in den meisten Anwendungsfällen. Wenn das Bauwerk nicht ungefähr symmetrisch, kompakt und regelmässig ist, darf das Ersatzkraftverfahren nicht mehr verwendet werden und es ist das Antwortspektrenverfahren anzuwenden:



## 2 MODELLBILDUNG

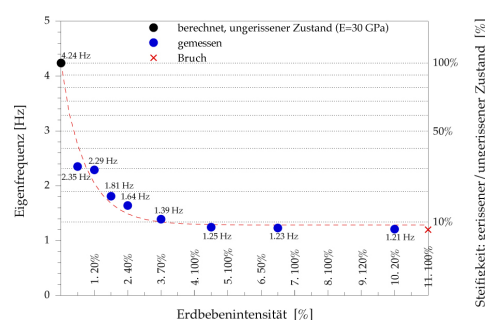
Als Berechnungsmodell ist ein linear elastisches Tragwerksmodell anzunehmen, in dem das plastische Verformungsvermögen mit dem Verhaltensbeiwert  $q$  berücksichtigt wird. In einfachen Fällen, bei Gebäuden, erfolgt die Tragwerksanalyse an Ersatzstäben.

Auf eine explizite Festlegung des Einbindungshorizontes des Ersatzstabes bei Gebäuden wurde verzichtet. Die Höhe des Einbindungshorizontes ist im Rahmen der Modellbildung aufgrund der Steifigkeit der Untergeschosse und des Baugrundes von Fall zu Fall festzulegen. Unterhalb des Einbindungshorizontes sollen die Kräfte bis zum Fundament und Baugrund weiterverfolgt werden.

## 3 STEIFIGKEIT

Die Tragwerksanalyse ist mit realistischen Steifigkeitsannahmen durchzuführen. Eine mittlere Steifig-

keit bis zum Fließbeginn muss in Rechnung gestellt werden. Beim Stahlbeton soll der Einfluss der Rissbildung berücksichtigt werden, im Allgemeinen entspricht die Steifigkeit nur einen Bruchteil derjenigen im ungerissenen Zustand. Versuche haben gezeigt, dass die Steifigkeit schon bei geringer Erdbebanregung stark abnimmt:



Bezüglich Bestimmung der Grundschwingzeit  $T_1$ , diese ist anhand eines Tragwerksmodells mit realistischen Steifigkeitsannahmen ohne Mitwirkung nicht tragender Bauteile zu ermitteln. Es empfiehlt sich dafür den Rayleighquotienten anzuwenden:

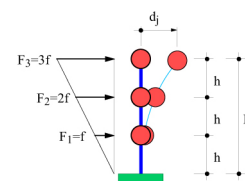
Rayleighquotient

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n F_j d_j}{\sum_{j=1}^n m_j d_j^2}}$$

$m_j$ : Stockwerksmasse an Stockwerk  $j$

$d_j$ : Verschiebung Stockwerk  $j$

$F_j$ : Ersatzkraft Stockwerk  $j$

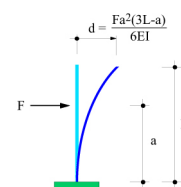


Praktische Berechnung mit Nachgiebigkeitsmatrix:

$$\mathbf{d} = \hat{\mathbf{f}} \cdot \mathbf{F}$$

Bei gleichen Stockwerkshöhen:

$$\hat{f}_{i,j} = \frac{h^3}{6EI} i^2(3j-i), \quad j \geq i$$

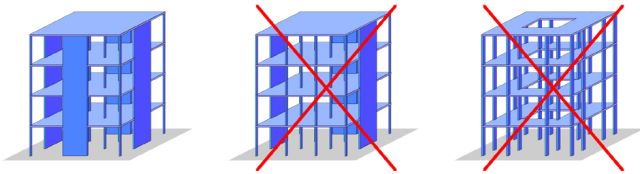


Die Gleichung (39) in SIA 261 entspricht einem Spezialfall des Rayleighquotienten in dem die fiktive horizontale Auslenkung der Gebäudeoberkante ( $u$  in m) unter den in horizontaler Richtung angesetzten ständigen Lasten ( $G_k + \psi_2 Q_k$ ) ermittelt werden soll. Die

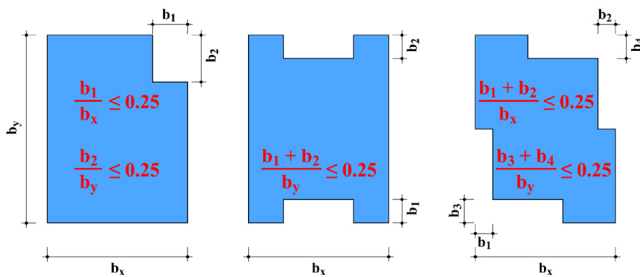
Schätzformeln (38) in 261 führen in der Regel auf eine kleinere Grundschwingzeit  $T_1$  und folglich häufig auf grössere Erdbebenkräfte.

#### 4 ERSATZKRAFTVERFAHREN (EKV)

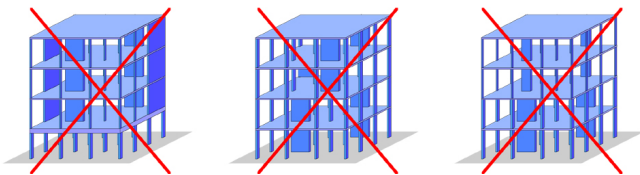
In 261 Ziffer 16.5.1.3 und 16.5.1.4 werden die Regelmässigkeitskriterien explizit beschrieben. Diese Kriterien sind eine wichtige Voraussetzung, damit das Ersatzkraftverfahren angewendet werden darf. Im Grundriss soll das Tragwerk hinsichtlich zweier orthogonaler Richtungen bezüglich Horizontalsteifigkeit und Massenverteilung in etwa symmetrisch sein:



Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene soll gross sein. Dazu sind wesentliche Aussparungen zu vermeiden. Die Grundrissform soll kompakt sein. Rückspringenden Ecken oder Aussparungen dürfen nicht mehr als 25% der gesamten äusseren Grundrissabmessung betragen:



Im Aufriss sollen einzelne Bauteile zur Abtragung der Erdbebenkräfte ohne Unterbrechung vom Fundament bis zur Bauwerksoberkante verlaufen. Mit Ausnahme des Übergangs in Untergeschosse dürfen keine sprunghaften Veränderungen der horizontalen Steifigkeit, des Tragwiderstands oder der Masse über die Höhe des Bauwerks entstehen:

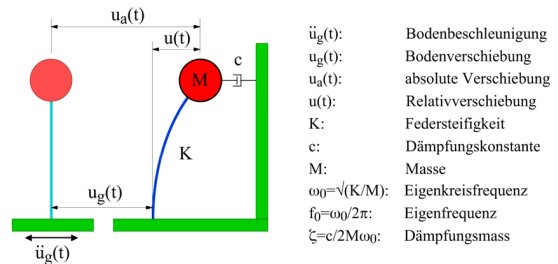


Die horizontale Ersatzkraft ist für jede Hauptrichtung gemäss SIA 261 Gleichung (40) zu ermitteln und dann gemäss SIA 261 Gleichung (41) über die Gebäudehöhe zu verteilen.

#### 5 ANTWORTSPEKTRENVERFAHREN (ASV)

Wenn die Regelmässigkeitskriterien nicht erfüllt sind, darf das einfache Ersatzkraftverfahren nicht mehr verwendet werden und es ist das Antwortspektrenverfahren anzuwenden. Im Allgemeinen ist dazu ein räumliches Tragwerksmodell erforderlich. Falls wenigstens die Regularitätskriterien im Grundriss (261 Ziffer 16.5.1.3) erfüllt sind, genügt je eine Antwortspektrenberechnung an einem ebenen Modell in den beiden Hauptrichtungen. Als Erdbebeneinwirkung für das Antwortspektrenverfahren ist das Bemessungsspektrum in allen massgebenden Richtungen zu berücksichtigen.

Eine ausführliche Beschreibung des Antwortspektrenverfahrens ist in Bachmann (2002) und Chopra (1995) zu finden. Hier werden nur die wichtigsten Anhaltspunkte der Methode in Erinnerung gebracht. Die Hauptgrössen für einen Einmassenschwinger mit Fusspunktanregung sind hier wie folgt definiert:



In Falle eines Mehrmassenschwingers, Gleichgewichtsbedingungen formuliert für jede Stockwerksmasse, lässt sich das System der Bewegungsgleichungen wie folgt anschreiben:

$$M_1 \cdot \ddot{u}_1 + c \cdot \dot{u}_1 + k_{11} \cdot u_1 + k_{12} \cdot u_2 + k_{13} \cdot u_3 + k_{14} \cdot u_4 + k_{15} \cdot u_5 = -M_1 \cdot \ddot{u}_g(t)$$

$$M_2 \cdot \ddot{u}_2 + c \cdot \dot{u}_2 + k_{21} \cdot u_1 + k_{22} \cdot u_2 + k_{23} \cdot u_3 + k_{24} \cdot u_4 + k_{25} \cdot u_5 = -M_2 \cdot \ddot{u}_g(t)$$

$$M_3 \cdot \ddot{u}_3 + c \cdot \dot{u}_3 + k_{31} \cdot u_1 + k_{32} \cdot u_2 + k_{33} \cdot u_3 + k_{34} \cdot u_4 + k_{35} \cdot u_5 = -M_3 \cdot \ddot{u}_g(t)$$

Das Gleichungssystem vereinfacht sich in Matrixschreibweise:

$$\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \cdot \dot{\underline{u}} + \underline{K} \cdot \underline{u} = -\underline{M} \cdot \underline{e}_x \cdot \ddot{u}_g(t)$$

Darin sind  $\underline{M}$  die Massenmatrix,  $\underline{C}$  die Dämpfungsmatrix,  $\underline{K}$  die Steifigkeitsmatrix,  $\underline{u}$  der Verschiebungsvektor und  $\underline{e}_x$  der Richtungsvektor. Die Lösung des Eigenwertproblems ergibt Eigenschwingungsformen und Eigenfrequenzen:

$$|\underline{K} - \omega^2 \cdot \underline{M}| = 0$$



Die Relativverschiebungen ( $u_i$ ) sind dann in modalen Koordinaten durch die folgende Variablentransformation ausgedrückt:

$$\underline{u} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varphi_{11} & \varphi_{12} & \varphi_{13} & \varphi_{14} & \varphi_{15} \\ \varphi_{21} & \varphi_{22} & \varphi_{23} & \varphi_{24} & \varphi_{25} \\ \varphi_{31} & \varphi_{32} & \varphi_{33} & \varphi_{34} & \varphi_{35} \\ \varphi_{41} & \varphi_{42} & \varphi_{43} & \varphi_{44} & \varphi_{45} \\ \varphi_{51} & \varphi_{52} & \varphi_{53} & \varphi_{54} & \varphi_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \end{bmatrix} = \underline{\Phi} \cdot \underline{y} = \sum_{k=1}^5 \underline{\varphi}_k \cdot y_k$$

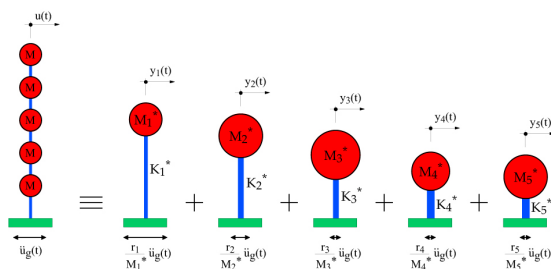
Darin sind  $\underline{\varphi}_k$  die Eigenvektoren,  $\underline{y}$  die Modalen Koordinaten und  $\underline{\Phi}$  die Matrix der Eigenvektoren. Unter Berücksichtigung der Variablentransformation und Vormultiplikation mit  $\underline{\Phi}^T$  ergibt sich die Bewegungsgleichung zu:

$$\underline{\Phi}^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\Phi} \cdot \ddot{\underline{y}} + \underline{\Phi}^T \cdot \underline{C} \cdot \underline{\Phi} \cdot \dot{\underline{y}} + \underline{\Phi}^T \cdot \underline{K} \cdot \underline{\Phi} \cdot \underline{y} = -\underline{\Phi}^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{e}_x \cdot \ddot{u}_g(t) = -\underline{r} \cdot \ddot{u}_g(t)$$

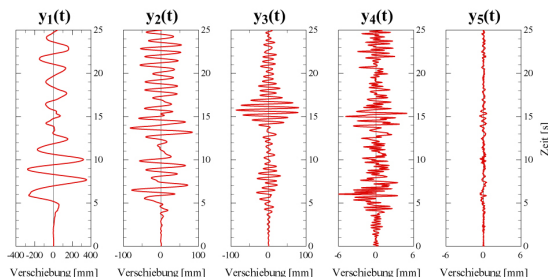
Darin ist  $\underline{r}$  der Vektor der Partizipationsfaktoren. Verwendet man verallgemeinerte Grössen wie  $\underline{M}^*$  die Matrix der verallgemeinerten Massen, so schreibt sich die k-te Zeile der Bewegungsgleichung in modalen Koordinaten:

$$\ddot{y}_k + 2 \cdot \zeta_k \cdot \omega_k \cdot \dot{y}_k + \omega_k^2 \cdot y_k = -\frac{r_k}{M_k^*} \cdot \ddot{u}_g(t)$$

Die Form der Bewegungsgleichung entspricht derjenigen des Einmassenschwingers. Einzig die Erdbewegungsanregung muss durch den modalen Partizipationsfaktor ( $r_k/M_k^*$ ) modifiziert werden. Die Zerlegung der Bewegungsgleichung nach Eigenschwingungsformen kann wie folgt illustriert werden:



Die Entkoppelung des Gleichungssystems erlaubt eine unabhängige Lösung in modalen Koordinaten; zum Beispiel im Zeitverlauf:



Mit Hilfe der spektralen Grössen ( $S_u$  und  $S_e$ ) kann die modale Höchstantwort ( $y_{k,max}$ ) direkt ermittelt werden:

$$y_{k,max} = \frac{|r_k|}{M_k^*} \cdot S_u(\omega_k, \zeta) = \frac{|r_k|}{\omega_k^2 \cdot M_k^*} \cdot S_e(\omega_k, \zeta)$$

Daraus ergeben sich die maximalen Relativverschiebungen in jeder Eigenschwingungsform ( $\underline{u}_{k,max}$ ):

$$\underline{u}_{k,max} = \underline{\varphi}_k \cdot y_{k,max}$$

Die maximale Kräfte in jeder Eigenschwingungsform ( $\underline{F}_{k,max}$ ) werden mit der Steifigkeitsmatrix ( $\underline{K}$ ) ermittelt:

$$\underline{F}_{k,max} = \underline{K} \cdot \underline{u}_{k,max} = \underline{K} \cdot \underline{\varphi}_k \cdot y_{k,max} = \underline{K} \cdot \underline{\varphi}_k \cdot \frac{|r_k|}{\omega_k^2 \cdot M_k^*} \cdot S_e(\omega_k, \zeta)$$

Da die maximale Kräfte nicht zu gleicher Zeit auftreten, können sie nicht einfach überlagert werden. Im Einklang mit der SIA 261 Gleichung (46) werden die Kräfte mit der SRSS-Regel überlagert:

$$F_{i,max,tot} = \sqrt{\sum |F_{i,k,max}|^2}$$

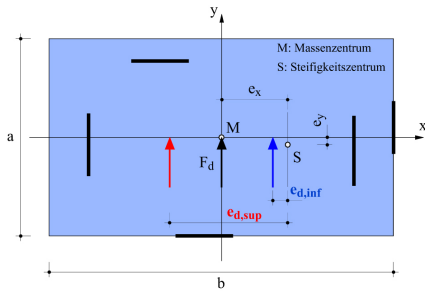
Ein wichtiger Parameter ist die effektive modale Masse ( $M_{mod}$ ):

$$M_{mod,k} = \left( \frac{|r_k|}{M_k^*} \right)^2 \cdot M_k^*$$

Für jede Eigenschwingungsform entspricht die modale Masse dem Beitrag der Eigenschwingungsform zum globalen Schwingungsverhalten. Bei der Analyse soll die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Eigenschwingungsformen mindestens 90% der Gesamtmasse des Tragwerks erreichen.

## 6 TORSION

Der Einfluss der Torsion ist immer zu berücksichtigen, doch sollte bereits durch die Beachtung der Regeln des erdbebengerechten Entwurfs die Torsion möglichst klein gehalten werden. Die Torsionswirkung bei Gebäuden infolge tatsächlicher und zufälliger Exzentrizität des Massenmittelpunkts ist durch zwei Verschiebungen ( $e_{d,sup}$  und  $e_{d,inf}$ ) der Lage des Massenmittelpunkts berücksichtigt:



Die anzusetzende Lage des Massezentrums ist in SIA 261 Gleichungen (42) und (43) für EKV und in Gleichungen (44) und (45) für ASV festgelegt.

Bei Torsion ist anzumerken, dass auch wenn in SIA 261 keine Aussage zur Überlagerung der Erdbebenbeanspruchungen aus beiden Hauptrichtungen explizit steht, die Erdbebenbemessung für jede Hauptrichtung separat auszuführen ist.

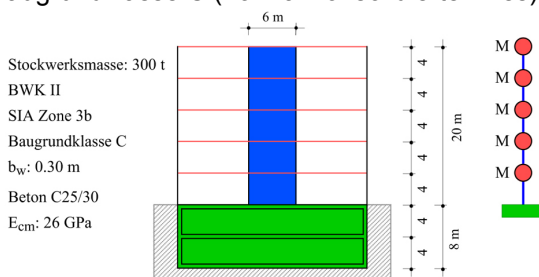
## 7 BEISPIEL

Als Beispiel für die Tragwerksanalyse wird ein einfaches, regelmässiges Gebäude aus Stahlbeton betrachtet. Das Gebäude wird zuerst mit dem Ersatzkraftverfahren und dann mit dem Antwortspektrenverfahren berechnet. Anschliessend werden die Ergebnisse beider Methoden miteinander verglichen. In einem zweiten Schritt werden die Stockwerksmassen des Gebäudes stark geändert. Die Unbrauchbarkeit des Ersatzkraftverfahrens bei unregelmässigen Tragwerke wird anhand diesem Beispiel veranschaulicht.

### 7.1 Regelmässiges Gebäude

Es handelt sich um ein 5-stöckiges Gebäude ausgesteift in jeder Richtung durch zwei Stahlbetontraggwände. Das Gebäude ist ein Einkaufszentrum und befindet sich in Visp. Es wird für duktilen Tragwerkverhalten bemessen und weist die folgenden Charakteristiken auf:

- Wandabmessungen, Länge  $l_w = 6.0$  m  
Breite  $b_w = 0.3$  m
- Stockwerkshöhe,  $h_s = 4.0$  m
- Stockwerksmasse (total pro Wand),  $m_j = 300$  t
- Beton C25/30,  $E_{cm} = 26$  GPa (Mittelwert)
- Betonstahl B500B,  $q = 3$
- Bauwerksklasse BWK II,  $\gamma_f = 1.2$
- Zone 3b,  $a_{gd} = 1.6$  m/s<sup>2</sup>
- Baugrundklasse C (normal konsolidierter Kies)



## 7.2 Antwortspektrenverfahren

Auch wenn das Gebäude die Regularitätskriterien für die Anwendung des Ersatzkraftverfahrens erfüllt, ist es zuerst mit dem Antwortspektrenverfahren berechnet. Die entsprechenden Nachgiebigkeits- und Massenmatrizen sind wie folgt.

Nachgiebigkeitsmatrix:

$$\hat{f} = \frac{h^3}{6EI} \begin{bmatrix} 2 & 5 & 8 & 11 & 14 \\ 5 & 16 & 28 & 40 & 52 \\ 8 & 28 & 54 & 81 & 108 \\ 11 & 40 & 81 & 128 & 176 \\ 14 & 52 & 108 & 176 & 250 \end{bmatrix}$$

Massenmatrix:

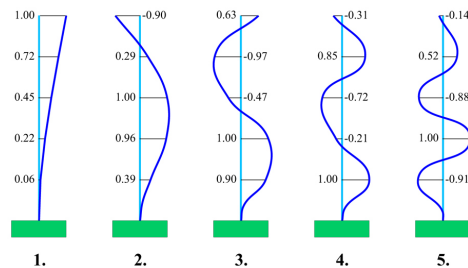
$$\underline{M} = \begin{bmatrix} 300 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 300 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300 \end{bmatrix}$$

Daraus kann die Steifigkeitsmatrix ermittelt werden:

Steifigkeitsmatrix:

$$\underline{K} = \hat{f}^{-1} = \frac{6EI}{h^3} \begin{bmatrix} 3.1381 & -1.9834 & 0.7956 & -0.1989 & 0.0331 \\ -1.9834 & 2.4420 & -1.7845 & 0.6961 & -0.1160 \\ 0.7956 & -1.7845 & 2.3425 & -1.5856 & 0.4309 \\ -0.1989 & 0.6961 & -1.5856 & 1.6464 & -0.6077 \\ 0.0331 & -0.1160 & 0.4309 & -0.6077 & 0.2680 \end{bmatrix}$$

Durch die Lösung des Eigenwertproblems können die Eigenschwingungsformen bestimmt werden:

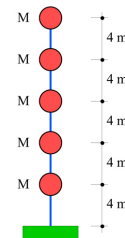


Mit der Annahme einer effektiven Steifigkeit entsprechend 30% des ungerissenen Zustands, werden die dynamischen Eigenschaften wie folgt:

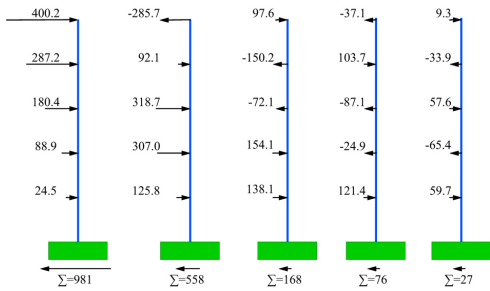
$M = 300$  t, BWK II ( $\gamma_f = 1.2$ ),  $q = 3$ , BGK C  
 $EI = 30\% EI_0$

	1	2	3	4	5
$f$ [Hz]	0.87	5.57	15.8	30.5	45.5
$m^*$ [kNs <sup>2</sup> /m]	531	891	1011	714	868
$L = r/m^*$ [-]	1.38	0.59	0.32	0.26	0.14
$M_{mod}$ [kNs <sup>2</sup> /m]	1018	310	105	49	18
$S_d \cdot g$ [m/s <sup>2</sup> ]	0.96	1.80	1.59	1.54	1.52

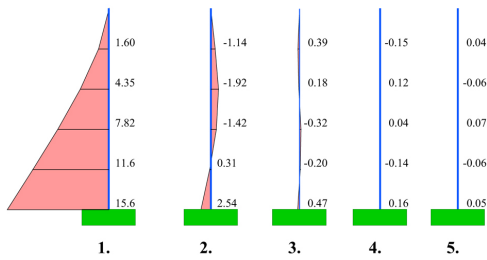
$m^*$ : verallgemeinerte Masse  
 $r$ : Partizipationsfaktor  
 $M_{mod}$ : modale Masse



Mit Hilfe des Bemessungsspektrums für Baugrundklasse C und Zone 3b werden die Höchststockwerkskräfte in jeder Eigenschwingungsform bestimmt:



Daraus ergeben sich die folgenden Höchstbiegemomente in jeder Eigenschwingungsform:

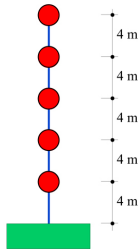


**7.3 Ersatzkraftverfahren**

Beim Ersatzkraftverfahren ist die Eigenschwingzeit ein wichtiger Parameter. Sie kann mit dem Rayleighquotient bestimmt werden. Hier wurde die Grundfrequenz schon beim Antwortspektrenverfahren ermittelt. Die Ergebnisse des Ersatzkraftverfahrens können wie folgt zusammen gefasst werden:

M = 300 t, BWK II ( $\gamma_f = 1.2$ ), q = 3, BGK C  
 $F_d = 0.964/10 \cdot 5 \cdot 3000 \approx 1.45$  MN

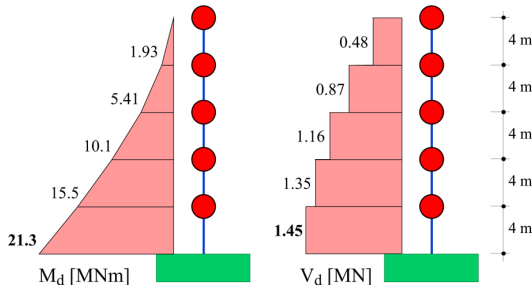
Stock	z <sub>i</sub> [m]	F <sub>di</sub> [MN]	V <sub>di</sub> [MN]	M <sub>di</sub> [MNm]
5	20	0.483	0.483	1.93
4	16	0.387	0.870	5.41
3	12	0.290	1.160	10.05
2	8	0.193	1.353	15.46
1	4	0.097	1.450	21.26
		Σ 60	Σ 1.450	



und

die

entsprechenden Schnittkräfte:



**7.4 Vergleich ASV-EKV**

Für den Vergleich werden die Schnittkräfte am Wandfuss betrachtet. Die entsprechenden Höchstschnitt-

kräfte des Antwortspektrenverfahrens werden dabei durch die SRSS-Regel superponiert.

**Vergleich ASV-EKV**

- **Biegemoment**  
 ASV:  $\sqrt{(15.6^2 + 2.54^2 + \dots)} = 15.8$  MNm  
 EKV: 21.3 MNm  
 Verhältnis = 15.8/21.3 = 0.74
- **Querkraft**  
 ASV:  $\sqrt{(0.981^2 + 0.558^2 + \dots)} = 1.14$  MN  
 EKV: 1.45 MN  
 Verhältnis = 1.14/1.45 = 0.79
- **Masse**  
 ASV: modale Masse = 1018 t  
 EKV: totale Masse = 1500 t  
 Verhältnis = 1018/1500 = 0.68

Es ist hier anzumerken, dass das Verhältnis ASV/EKV in etwa demjenigen der ersten modalen zu totalen Masse entspricht.

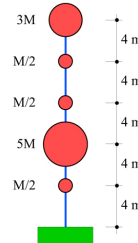
**7.5 Unregelmässiges Gebäude**

Für Demonstrationszwecke werden die Massen im zweiten und im fünften Stockwerk stark vergrössert und die anderen halbiert. Als Folge wird das Gebäude die Regularitätskriterien im Aufriss nicht mehr erfüllen und soll deswegen mit dem Antwortspektrenverfahren bemessen werden:

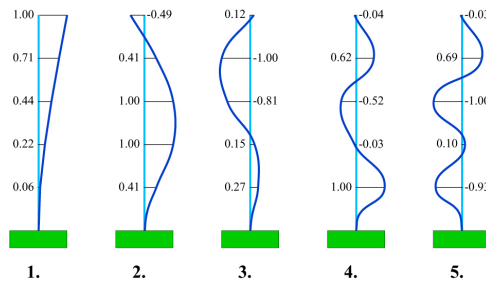
M = 300 t, BWK II ( $\gamma_f = 1.2$ ), q = 3, BGK C  
 EI = 30% EI<sub>0</sub>

	1	2	3	4	5
f [Hz]	0.61	3.51	16.0	42.1	53.9
m* [kNs <sup>2</sup> /m]	1076	1916	305	251	365
L = r/m* [-]	1.31	0.70	0.33	0.38	0.18
M <sub>mod</sub> [kNs <sup>2</sup> /m]	1841	929	33	36	13
S <sub>d</sub> = g [m/s <sup>2</sup> ]	0.67	1.84	1.59	1.52	1.51

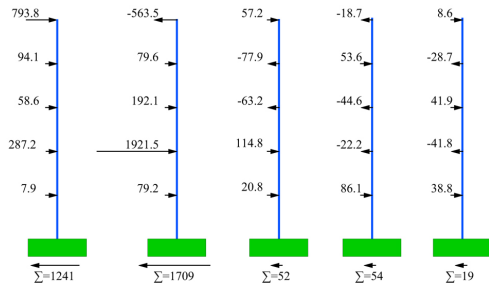
m\*: verallgemeinerte Masse  
 r: Partizipationsfaktor  
 M<sub>mod</sub>: modale Masse



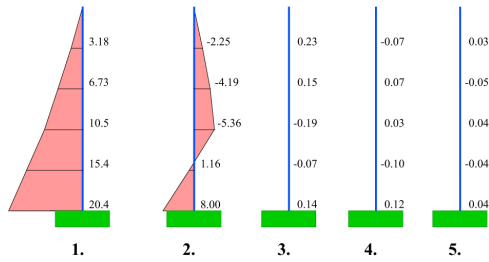
Die Eigenschwingungsformen verändert sich wie folgt:



Wieder mit Hilfe des Bemessungsspektrums für Baugrundklasse C und Zone 3b werden die Höchststockwerkskräfte in jeder Eigenschwingungsform bestimmt:



Daraus ergeben sich die folgenden Höchstbiegemomente in jeder Eigenschwingungsform:



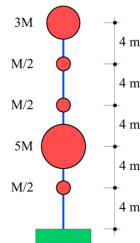
### 7.6 Ersatzkraftverfahren

Auch wenn das Ersatzkraftverfahren in diesem Fall nicht angewendet werden darf, ist es interessant die entsprechenden Ergebnisse mit denjenigen des Antwortspektrumverfahrens zu vergleichen. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

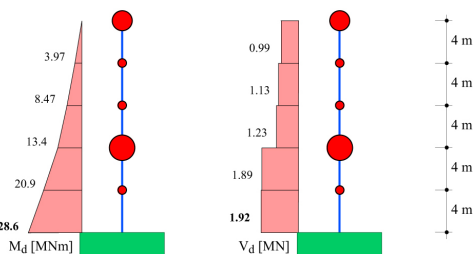
M = 300 t, BWK II ( $\gamma_f = 1.2$ ), q = 3, BGK C  
 $F_d = 0.674/10 \cdot 28.5 \approx 1.92$  MN

Stock	$z_i$ [m]	$G_i$ [MN]	$z_i \cdot G_i$	$F_{di}$ [MN]	M [MNm]
5	20	9	180	0.993	3.97
4	16	1.5	24	0.132	8.47
3	12	1.5	18	0.100	13.4
2	8	15	120	0.662	20.9
1	4	1.5	6	0.033	28.6
Σ 60		Σ 28.5	Σ 348	Σ 1.92	

$G_i = (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_{k,i})$



und die entsprechenden Schnittkräfte:



### 7.7 Vergleich ASV-EKV

Für den Vergleich werden die Schnittkräfte am Wandfuss betrachtet. Die entsprechenden Höchstschnittkräfte des Antwortspektrumverfahrens werden dabei durch die SRSS-Regel superponiert.

### Vergleich ASV-EKV

- **Biegemoment**  
 ASV:  $\sqrt{(20.4^2 + 8.00^2 + \dots)} = 21.9$  MNm  
 EKV: 28.6 MNm  
 Verhältnis =  $21.9/28.6 = 0.77$
- **Querkraft**  
 ASV:  $\sqrt{(1.241^2 + 1.709^2 + \dots)} = 2.11$  MN  
 EKV: 1.92 MN  
 Verhältnis =  $2.11/1.92 = 1.10$
- **Masse**  
 ASV: modale Masse = 1841 t  
 EKV: totale Masse = 2850 t  
 Verhältnis =  $1841/2850 = 0.65$

Auch wenn das Verhältnis der Biegemomente in etwa demjenigen der ersten modalen zur totalen Masse wieder entspricht, ist das Verhältnis der Querkräfte völlig anders und in diesem Fall werden mit dem EKV die Querkräfte stark unterschätzt.

## 8 FOLGERUNGEN

Die Erdbebenbestimmungen in den Normen SIA 260 bis 267 sind primär für neue Bauwerke ausgelegt. In diesem Fall genügen die vorgestellten Berechnungsverfahren, welche als kraftorientierte Vorgehensweise beschrieben werden können. Verfeinerte aber auch aufwendigere verformungsorientierte Bemessungsverfahren sind nicht erforderlich, weil bei neuen Bauwerken zusätzliche Sicherheiten keine nennenswerten Mehrkosten erfordern. Diese Überlegungen gelten nicht für bestehende Bauwerke.

## 9 LITERATUR

Bachmann, H. (2002). *Erdbebensicherung von Bauwerken*; Birkhäuser-Verlag, 292 pp.  
 Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures*; Prentice Hall, Inc., 729 pp.  
 Wenk T., Lestuzzi P. (2003). *Erdbeben*. Dokumentation D 0181. Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Einwirkungen auf Tragwerke, Einführung in die Normen SIA 260 und 261. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003; 109 pp.

# Stahlbeton

Alessandro Dazio  
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

## 1 EINFÜHRUNG

In der neuen Norm SIA 262 "Betonbau" wird in Bezug auf die Erdbebenbemessung von Bauten zwischen duktilen und nicht-duktilen Tragwerken unterschieden. Duktile Tragwerke besitzen ein ausgeprägtes plastisches Verformungsvermögen. Bei der Anwendung von kräftebasierten Bemessungsverfahren, wie zum Beispiel das Ersatzkraftverfahren oder das Antwortspektrumverfahren nach Norm SIA 261 (2003), können deshalb die einwirkenden Erdbebenkräften stark reduziert werden. Um solche Reduktionen zu rechtfertigen müssen sowohl bei der Bemessung als auch bei der konstruktiven Durchbildung von Bauteilen duktilitätsfördernde Prinzipien angewendet werden. Diese Prinzipien sind meistens neu im Vergleich zur alten Betonnorm SIA 162 (1989), es ist aber bereits viel Literatur darüber vorhanden.

Die SIA Dokumentation D0171 erklärt vor allem in seinen Kapiteln 9 und G9 wie duktile Stahlbetontragwände zu bemessen und konstruktiv durchzubilden sind. Die Dokumentation ist grundsätzlich Norm-unabhängig und kann deshalb auch im Zusammenhang mit der Norm SIA 262 verwendet werden.

Die SIA Dokumentation D0182 diente 2003 zur Einführung der Norm SIA 262. Dort wird die Philosophie der neuen Norm präsentiert und die Mehrheit der erdbebenbezogenen Ziffern diskutiert. In der neuen SIA Dokumentation D0191 ist unter anderem ein vollständiges Beispiel der Bemessung eines duktilen Stahlbetontragwandgebäudes vorhanden.

In diesem Beitrag werden Wiederholungen der bereits erwähnten Unterlagen auf ein Minimum reduziert und lediglich auf einige wenige Aspekte des duktilen Verhaltens von Tragwerken eingegangen, die bei der Bemessung von wesentlicher Bedeutung sind. Alle Aspekte der Bemessung, nämlich die Wahl des Tragwerkverhaltens, die Ermittlung der Schnittgrößen, die Bemessung und die konstruktive Durchbildung der Bauteile werden in der Reihe kurz angesprochen.

## 2 WAHL DES TRAGWERKSVERHALTENS

### 2.1 Tragwerksverhalten

Wie bereits erwähnt wird in der Norm zwischen duktilem und nicht-duktilen Tragwerksverhalten unterschieden und die entsprechenden Verhaltensbeiwerte sind in Tabelle 1 aufgelistet.

Tragwerksverhalten	Betonstahl			Spannstahl
	A	B	C	
Nicht-duktil	q=1.5	q=2.0	q=2.0	q=1.5
Duktil	nicht zulässig	q=3.0	q=4.0	-

Tabelle 1: Verhaltensbeiwerte  $q$ . (Zusammenfassung der Tabellen 14 und 14 aus SIA 262).

Für Tragwerke mit Bewehrungen unterschiedlicher Duktilitätsklassen ist in der Regel der tiefste  $q$ -Wert zu verwenden. Dieser Satz bezieht sich nur auf Bauteile, die während eines Erdbebens plastischen Verformungen unterworfen sein könnten. Wenn zum Beispiel bei der Bemessung eines duktilen Stahlbetontragwandgebäudes Betonstahl der Klasse C für die Wände und Bewehrungsnetze (Typischerweise Klasse B) für die Flachdecken verwendet werden, kann trotzdem ein Verhaltensbeiwert  $q = 4$  angenommen werden. Dabei muss aber nachgewiesen werden, dass die Schwere-laststützen bei den aufgezwungenen Verformungen die vorhandene Normalkraft noch übertragen können.

Die Balkenbrücke von Abbildung 1 ist ein Durchlaufträger mit vorgespannten Brückenträgern. Die Stützen sind duktil bemessen und dabei wurde Betonstahl der Klasse C verwendet. Bei der Bemessung der Stützen darf ein Verhaltensbeiwert  $q = 4$  angenommen werden, wenn nachgewiesen wird, dass der Brückenträger nie ins Fließen kommen kann, dies auch wenn die Stützen ihre Überfestigkeit entwickeln. Dieser letzte Nachweis kann in Abhängigkeit der Tragstruktur anspruchsvoll sein.

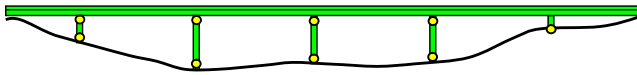


Abb. 1: Kapazitätsbemessene Balkenbrücke.

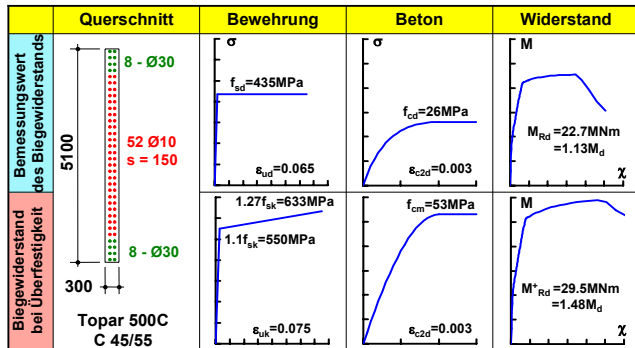


Abb. 2: Überfestigkeit  $\epsilon$ . Bemessung einer Wand für  $M_d=20\text{MNm}$ ,  $N_d=3.60\text{MN}$ ,  $V_d=1.37\text{MN}$ .

### 2.2 Überfestigkeit

Die Überfestigkeit ist ein wichtiger Begriff im Erdbebeningenieurwesen und wird jetzt anhand von Abbildung 2 diskutiert. Eine Stahlbetontragwand wurde für folgende Einwirkung bemessen:

$$M_d = 20\text{MNm} , N_d = 3.60\text{MN} , V_d = 1.37\text{MN} \quad (1)$$

Die dafür verwendete Bewehrung ist links in Abbildung 2 dargestellt. Der Bemessungswert des Biege Widerstands der Wand wurde anhand der Bemessungswerte der Materialfestigkeiten berechnet (Abb. 2, obere Reihe) und aus dem berechneten Momenten-Krümmungs-Diagramm resultiert ein Bemessungswert der Biege Widerstand von 22.7MNm, der 13% grösser als der Bemessungswert der Einwirkung ist. Diese Überfestigkeit beruht auf der Tatsache, dass mehr Bewehrung als erforderlich verlegt wurde. Bekanntlich wird der Bemessungswert des Biege Widerstands anhand von - gegenüber der Wirklichkeit - stark reduzierten Materialfestigkeiten berechnet. Zur Berechnung der Überfestigkeit sollen Mittelwerte der Materialfestigkeiten verwendet werden. In diesem Fall sind die angenommenen Festigkeiten in der unteren Reihe von Abb. 2 angegeben. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls wurde folgendermassen berechnet:

- Annahme der Bemessungswerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung gemäss Ziffer 4.2.2.4 SIA 262.
- Berechnung der mittleren Festigkeitswerte gemäss Ziffer 4.3.9.3.3 SIA 262.

Auch wenn von der Norm nicht explizit verlangt, wurde für die Berechnung der Biege Widerstand bei Überfestigkeit der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit angenommen. Der Einfluss von allfälligen Umschnürungsbewehrungen wurde hingegen ver-

nachlässigt. Die angenommenen Eigenschaften des Betons haben nur einen kleinen Einfluss auf den Biege Widerstand des Querschnitts. Hingegen wird sein Verformungsvermögen wesentlich beeinflusst.

Der somit berechnete Biege Widerstand bei Überfestigkeit beträgt 29.5MNm was 48% grösser als der Bemessungswert der Einwirkung ist. Dies ist die Überfestigkeit des Querschnitts allein. Bei der Bemessung von gesamten Tragwerken werden oft Teile des Tragsystems bei den Berechnungen nicht berücksichtigt (zum Beispiel den Rahmen bestehend aus Schwere laststützen und Flachdecken bei Tragwandgebäuden). D.h., die Überfestigkeit des gesamten Tragwerks kann noch grösser sein als die der einzelnen Querschnitte.

Wenn man von einer Überfestigkeit  $\epsilon = 1.5$  ausgeht und die Verhaltensbeiwerte  $q$  aus Tabelle 1 betrachtet werden, dann ist es offensichtlich, dass nicht-duktiler Tragwerke während eines Erdbebens nur minimale plastische Verformungen erfahren werden (siehe Beitrag über Antwortspektren). Duktile Tragwerke werden hingegen während des Bemessungsbebens eine Verschiebeduktilität  $\mu_\Delta$  von 2 bzw. 2.7 erreichen. Erfahrungsgemäss können duktile Tragwerke auch grössere Verschiebeduktilitäten ertragen. Dies bedeutet, dass im Allgemeinen duktile Tragwerke gegenüber nicht-duktilen Tragwerken nicht nur günstiger sind, sondern auch gewisse Tragreserven besitzen.

### 2.3 Duktiler Betonstahl

Die Anwendung von duktilem Betonstahl ist eine wesentliche Voraussetzung, um ein hohes inelastisches Verformungsvermögen des Tragwerks zu erreichen. Tabelle 2 fasst die Bemessungswerte der drei Duktilitätsklassen zusammen. Die Duktilitätsklasse C besitzt die besseren Duktilitätseigenschaften  $k_s$  und  $\epsilon_{ud}$ .

Betonstahl	B500A	B500B	B450C
$\bar{f}_{sd}$	435	435	$\geq 390$
$k_s$	1.05	1.08	$\geq 1.15$
$\epsilon_{ud}$	0.020	0.045	0.065

Tabelle 2: Bemessungswerte für Betonstahl (Tabelle 9 aus SIA 262).

Die Bezeichnung B450C (Anstatt B500C) wurde eingeführt, um in dieser Duktilitätsklasse Betonstähle mit einem charakteristischen Wert der Fließgrenze  $f_{sk} < 500\text{MPa}$  zuzulassen. Diese Bedingung wurde nicht aus statischen Gründen eingeführt sondern, weil zur Zeit der Vernehmlassung europaweit kein Betonstahl vorhanden war, der die Duktilitätseigenschaften

der Klasse C und zusätzlich eine Fließgrenze  $f_{sk} = 500\text{MPa}$  hatte.

Heute gibt es auf dem Schweizer Markt ein Betonstahl Topar-500C, der zur Duktilitätsklasse C gehört und folgende Bemessungswerte aufweist:

$$f_{sd} = 435\text{MPa}, k_s = 1.15, \epsilon_{ud} = 0.065 \quad (2)$$

Da auch festigkeitsmässig dieser Stahl keine Nachteile gegenüber den Betonstähle der Klasse B aufweist, wird die Bemessung von duktilen Tragwerken noch günstiger verglichen zu den nicht-duktilen Tragwerken.

## 2.4 Die Methode der Kapazitätsbemessung

Die Methode der Kapazitätsbemessung heisst auf italienisch "Metodo della gerarchia delle resistenze". Diese Bezeichnung ist sehr treffend bezüglich der Grundidee dieser Methode. Im Tragwerk wird eine Hierarchie der Widerstände vorgesehen. Die plastifizierenden Bereiche des Tragwerks werden bewusst gewählt und so festgelegt, dass unter den massgebenden Einwirkungen ein geeigneter plastischer Mechanismus entsteht. Die plastifizierenden Bereiche werden so bemessen und konstruktiv durchgebildet, dass sie genügend duktil sind. Die übrigen Bereiche werden mit einem zusätzlichen Tragwiderstand versehen, damit sie elastisch bleiben, wenn die plastifizierenden Bereiche ihre Überfestigkeit entwickeln (Definition nach T. Paulay).

Es entsteht somit ein Tragwerk, das ein stabiles inelastisches Verhalten aufweist, mit grossem Verformungsvermögen und ausgeprägter Energiedissipation, und das unter Erdbebeneinwirkung sich ausgezeichnet verhält. Die plastifizierenden Bereiche werden oft auf ein Minimum reduziert und sind örtlich beschränkt, sodass die dort notwendigen, leicht aufwendigeren konstruktiven Details die Kosten für das Tragwerk kaum beeinflussen.

Abbildung 3 zeigt mögliche Mechanismen bei Rahmen:

- a *Riegelmechanismen* sind geeignet weil die Energiedissipation in den Riegeln stattfindet (kleine Normalkraft, günstig) und die plastischen Verformungen über das ganze Tragwerk verteilt sind, sodass der lokale Verformungsbedarf, hier durch die Schiefstellung  $\theta_1$  dargestellt, klein bleibt.
- b *Stützenmechanismen* sind ungeeignet, weil Gelenke in Stützen - wegen der eher hohen Normalkraft - ungünstig sind. Weiter besteht die Gefahr, wenn die Festigkeit aller Gelenke nicht perfekt abgestimmt ist, dass aus dem Stützenmechanismus ein Stockwerksmechanismus entsteht. Wegen der Überfestigkeit der Querschnitte und der variierenden Normalkraft in den Stützen ist es praktisch unmöglich eine perfekte Abstimmung zu erzeugen.

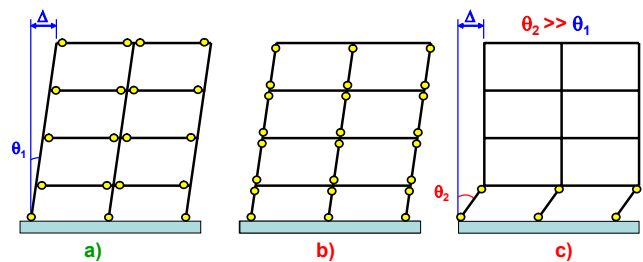


Abb. 3: Mechanismen bei Rahmen

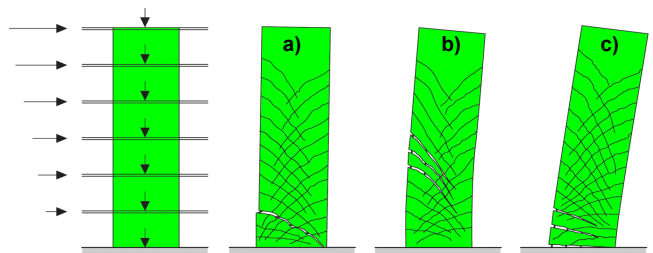


Abb. 4: Mechanismen bei Wänden

- c *Stockwerksmechanismen* sind eine sehr häufige Einsturzursache bei Erdbeben und sind absolut zu vermeiden. Plastische Verformungen werden in nur einem Stockwerk konzentriert was einen grossen lokalen Verformungsbedarf  $\theta_2$  hervorruft. Auch wenn die Stützen duktil gestaltet sind, ist ihr Verformungsvermögen ungenügend, um den Bedarf  $\theta_2$  abzudecken. In der Schweiz sind Gebäude mit Verkaufsflächen im Erdgeschoss auf Stockwerksmechanismen gründlich zu überprüfen. Stockwerksmechanismen können gegebenenfalls auch in den oberen Stockwerken auftreten.

Abbildung 3 zeigt mögliche Mechanismen bei Wänden:

- a Frühzeitiges *Schubversagen am Wandfuss* ist zu vermeiden weil spröde. Die plastischen Verformungen, die dabei erreicht werden können, sind klein und die Energiedissipation gering. Die Bügel sind immer auf Zug beansprucht, die Schubrisse werden immer breiter und der Schubwiderstand sinkt markant.
- b *Fließen der Bewehrung in den oberen Geschossen* ist ungünstig, weil in diesem Bereich normalerweise keine duktilitätsfördernden konstruktiven Details vorhanden sind und das Verformungsvermögen deshalb reduziert ist. Leichte Plastifizierung der Längsbewehrung kann aber in Kauf genommen werden.
- c Die Entwicklung eines plastischen Gelenks am Wandfuss ist ein geeigneter Mechanismus und soll immer angestrebt werden.

Die Vorschriften der Norm SIA 262 Ziffer 4.3.9 und 5.7 wurden aufgestellt, um bei duktilen Tragwerken die Prinzipien der Kapazitätsbemessung zu erfüllen.

### 3 ERMITTLUNG DER SCHNITTGRÖSSEN UND VERFORMUNGEN

Abbildung 5 zeigt wie ein Gebäude zuerst in einen Mehrmassenschwinger (MMS) und anschliessend in einen äquivalenten modalen Einmassenschwinger (EMS) umgewandelt werden kann. Die mathematischen Werkzeuge, um diese Umformung durchführen zu können, sind in der SIA Dokumentation D0171 ausführlich beschrieben. Es ist somit möglich die dynamische Antwort eines regelmässigen Gebäudes anhand eines EMS recht gut zu beschreiben.

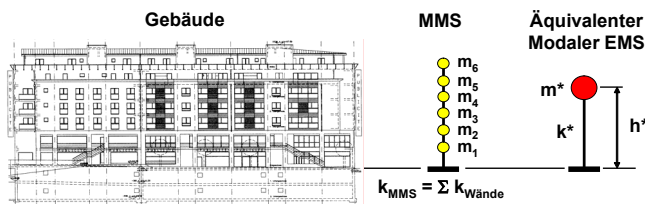


Abb. 5: Dynamische Systeme zur Modellierung eines Tragwandgebäudes.

Im Beitrag über Antwortspektren wurde gezeigt, dass die Antwort eines EMS zu einem gegebenen Erdbeben nur von der Dämpfung und von der Periode des EMS abhängig ist. Bei allen Tragwerken wird im Allgemeinen eine Dämpfung von 5% angenommen. Die Stockwerksmassen können recht gut geschätzt werden. Aus diesem Grund spielt die Schätzung der effektiven Steifigkeit des Gebäudes eine entscheidende Rolle in der Vorhersage seiner dynamischen Antwort.

Die effektive Steifigkeit eines Gebäudes ist die Steifigkeit  $k^*$ , die ein äquivalenter modaler EMS des "Takeda"-Typs (siehe Beitrag "Antwortspektren") haben muss, um ein ähnliches dynamisches Verhalten wie das Gebäude zu haben.

Abbildung 6 zeigt links oben ein MMS. Seine Fussquerkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung infolge einer verteilten Ersatzkraft ist im mittleren Bild mit der ausgezogenen Kurve dargestellt. Die Beziehung wurde anhand eines raffinierten Finite-Element Programms berechnet und stellt die "wirkliche" Fussquerkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung des Gebäudes dar. Der Zeitverlauf der Kopfverschiebung infolge einer gegebenen seismischen Fusspunktanregung ist in den unteren Diagrammen mit der dünnen Linie dargestellt. In beiden Diagrammen ist der gleiche Zeitverlauf dargestellt.

Während des Zeitverlaufs erfährt der MMS plastische Verformungen und die dabei maximal erreichte Verformung ist im mittleren Diagramm mit einem X markiert.

Es wird jetzt versucht den gleichen Zeitverlauf anhand von einem äquivalenten modalen EMS zu reproduzieren. In einem ersten Versuch wird ein EMS

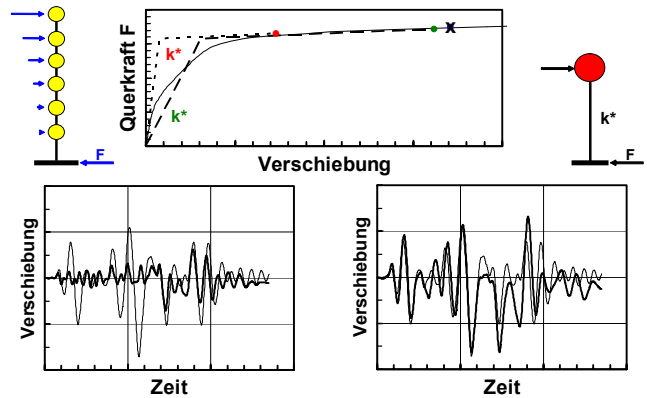


Abb. 6: Zeitverlaufsrechnungen zur Ermittlung der effektiven Steifigkeit eines EMS.

gewählt, der die gleiche Steifigkeit hat wie der MMS im ungerissenen Zustand. Die Fussquerkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung (multipliziert mit dem Partizipationsfaktor) ist punktiert im mittleren Diagramm dargestellt. Der Zeitverlauf der Kopfverschiebung ist im linken unteren Bild mit der dicken Linie dargestellt. Die Zeitverläufe der MMS und des EMS stimmen überhaupt nicht überein, d.h. die Annahme der Steifigkeit im ungerissenen Zustand als effektive Steifigkeit ist eine unvernünftige Annahme.

Bei einem zweiten Versuch wird ein EMS gewählt, der 1/4 der Steifigkeit hat wie den MMS im ungerissenen Zustand. Die Fussquerkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung (multipliziert mit dem Partizipationsfaktor) ist gestrichelt im mittleren Diagramm dargestellt. Der Zeitverlauf der Kopfverschiebung ist im rechten unteren Bild mit der dicken Linie dargestellt. Die Zeitverläufe der MMS und des EMS stimmen recht gut überein, d.h. in diesem Fall ist die Annahme von 1/4 der Steifigkeit im ungerissenen Zustand als effektive Steifigkeit eine zweckmässige Annahme.

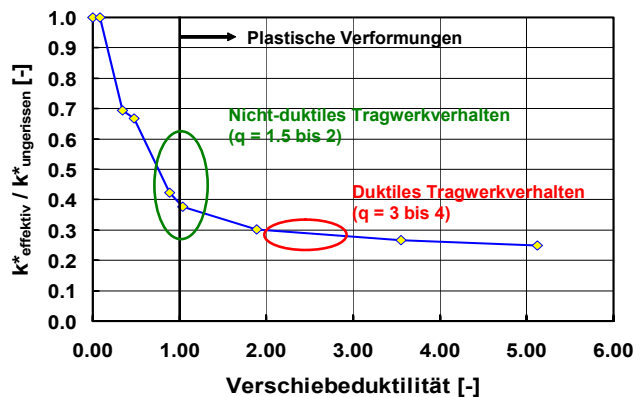


Abb. 7: Einfluss der Verschiebeduktilität auf die effektive Steifigkeit eines inelastischen EMS.

Die gleiche Prozedur wurde mit verschiedenen Intensitäten der Fusspunktanregung wiederholt und



Balken	Stützen	Wände
Rechteck QS $I=0.40I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} > 0.5 \rightarrow I=0.80I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = 0.2 \rightarrow I=0.45I_g$
T- oder L-QS $I=0.35I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = 0.2 \rightarrow I=0.60I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = 0.0 \rightarrow I=0.25I_g$
	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = -0.05 \rightarrow I=0.40I_g$	$\frac{N}{A_c f_{cd}} = -0.1 \rightarrow I=0.15I_g$

Tabelle 3: Empfehlungen für die Querschnittswerte von Stahlbetontragelementen im Rissezustand (aus SIA D0171 Seite 155 nach NZS 3101)

dabei ist Abbildung 7 entstanden. Die Kurve stellt die effektive Steifigkeit des Gebäudes in Funktion der Verschiebeduktilität dar. Dabei ist die effektive Steifigkeit als Verhältnis zur Steifigkeit im ungerissenen Zustand angegeben.

Sobald die Verschiebeduktilität ein Wert von etwa 2 erreicht (entspricht einem Verhaltensbeiwert  $q = 3$ , siehe Abschnitt 2.2), sinkt die effektive Steifigkeit zu 30% der Steifigkeit im ungerissenen Zustand. In Anbetracht dessen, dass das untersuchte Gebäude mit Stahlbetontragwänden geringerer Normalkraft ausgesteift ist, stimmen die Resultate aus Abbildung 7 mit den Angaben von Tabelle 3 sehr gut überein.

Im Rahmen einer Vorbemessung wird deshalb empfohlen die Steifigkeiten aus Tabelle 3 zu verwenden, um die effektive Steifigkeit bzw. die Periode eines Tragwerks zu bestimmen.

Bei detaillierteren Untersuchungen, wenn die Querschnitte der Bauteile bekannt sind, kann die effektive Steifigkeit mit Gleichung (3) berechnet werden. Dort sind  $M_y'$  und  $\phi_y'$  der Biegemoment respektiv die Krümmung bei erstmaligen Fließen der Längsbewehrung.

$$EI_{eff} = \frac{M_y'}{\phi_y'} \tag{3}$$

## 4 BEMESSUNG DER BAUTEILE

### 4.1 Biegebemessung duktile, schlanke Tragwände

Die Abstufung des Biege­widerstands entlang der Wandhöhe soll so vorgenommen werden, dass kein Fließen in den oberen Geschossen auftreten kann (siehe Abbildung 4).

Die gekrümmte Linie in Abbildung 8 zeigt die Biegemomente infolge der statischen Ersatzkräfte, welche im wesentlichen den Trägheitskräften aus der dynamischen Anregung der Grundschwingungsform entsprechen. Durch gleichzeitige Anregung höherer Eigenschwingungsformen können aber im oberen Bereich der Wand auch grössere Momente entstehen (siehe Abbildung 9). Daher wird als Grundlage für die Bemessung, ausgehend vom Bemessungswert der

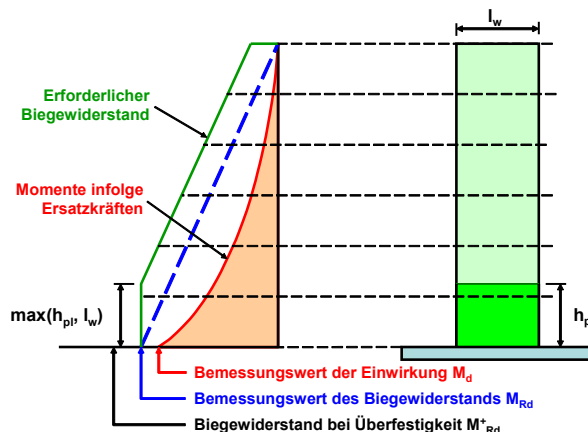


Abb. 8: Momentenlinie zur Bemessung von schlanken Stahlbetontragwänden.

Biege­widerstand  $M_{Rd}$  am Wandfuss, der lineare Verlauf der gestrichelt gezeichneten Momentenlinie angenommen. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Querkraft auf die Biegezugkraft und um eine Abstufung der Längsbewehrung im plastischen Bereich zu vermeiden, ergibt sich daraus mit einem Versatzmass von  $\max(l_w, h_{pl})$  die ausgezogene Momentenumhüllende. Diese sichere Annahme für das Versatzmass soll auch den Einfluss der nach oben abnehmenden Normalkraft berücksichtigen.

### 4.2 Schubbemessung duktile, schlanke Tragwände

Duktile Tragwände sollen für den erhöhten Bemessungswert der Querkraft  $V_d^+$  bemessen werden.

$$V_d^+ = \epsilon \kappa V_d \tag{4}$$

Der Beiwert  $\epsilon$  berücksichtigt die Überfestigkeit bei der Einspannungsquerschnitt (Abbildung 9, mitte) und wird gemäss Abschnitt 2.2 berechnet. Der Beiwert  $\kappa$  berücksichtigt die dynamische Natur der Einwirkung. Beim Ersatzkraftverfahren werden die Ersatzkräfte ähnlich wie die erste Eigenform verteilt. Die Berücksichtigung von höheren Eigenformen kann zu einer Verteilung der Ersatzkräfte mit einem tieferen Schwerpunkt führen, die bei gleich bleibendem Widerstand am Wandfuss, eine höhere Querkraft erzeugt (Abbildung 9, rechts)

### 4.3 Gleitschub bei gedrungene Tragwänden

Gedrungene Stahlbetontragwände besitzen einen hohen Biege­widerstand, der während eines Erdbebens eine hohe Querkraft hervorruft. Wenn die Wand auf Biegung fließt entsteht unmittelbar oberhalb des Fundaments ein Horizontalriss und die Länge der Druckzone wird drastisch reduziert. Wann die Druckzone die hohe Querkraft nicht mehr übertragen kann,

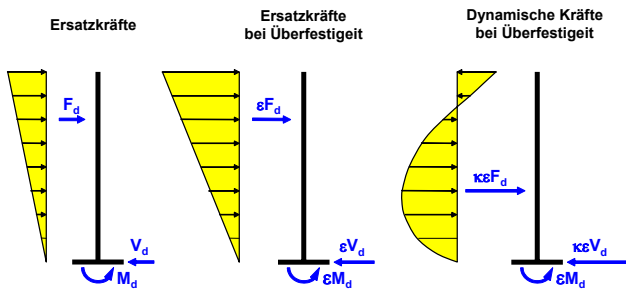


Abb. 9: Vergleich zwischen Ersatzkräften und dynamischen Kräften.

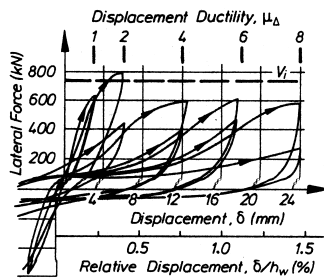
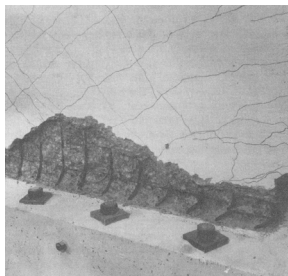


Abb. 10: Hysteretisches Verhalten einer gedungenen Tragwand bei welcher Gleitschub aufgetreten ist (aus Paulay & Priestley (1992)).

fängt die Wand an zu gleiten und seine Steifigkeit wird stark reduziert. (siehe Abbildung 10)

Eine detaillierte Diskussion des Problems ist in Paulay & Priestley (1992) zu finden.

#### 4.4 Bemessung von Rahmentragwerken

Die Bemessung von Rahmentragwerken ist anspruchsvoller im Vergleich zur Bemessung von Wänden. Es sollen dabei folgende Schritte durchgearbeitet werden.

- 1) Ermittlung der Schnittkräfte am elastischen System.  
Am Besten anhand des Antwortspektrumverfahrens (ASV), sodass die Schnittkräfte infolge höherer Eigenformen bereits berücksichtigt sind. Höhere Eigenformen haben bei Rahmen grössere Auswirkungen als bei Wänden.
- 2) Biegebemessung der Riegel
- 3) Ermittlung der Überfestigkeit der Riegel
- 4) Schubbemessung der Riegel bei Überfestigkeit
- 5) Ermittlung der Bemessungsschnittkräfte der Stützen bei Überfestigkeit der Riegel.
- 6) Biegebemessung der Stützen. Die Stützen sollen anhand der Schnittkräfte aus Punkt 5) bemessen werden. Es soll dabei gewährleistet werden, dass ein Riegelmechanismus entsteht (Abbildung 3a)
- 7) Ermittlung der Überfestigkeit der Stützen
- 8) Schubbemessung der Stützen bei Überfestigkeit
- 9) Bemessung der Rahmenknoten. Versagen bei falsch bemessenen Rahmenknoten ist eine häufige Ursache von Totaleinstürzen.

#### 10) Konstruktive Durchbildung von Riegeln, Stützen und Knoten

Die Norm liefert wertvolle Werkzeuge um alle diese Punkte, bis auf 5) und 10), zu behandeln. Die Norm enthält aber keine konkreten Angaben bezüglich der Ermittlung der Bemessungsschnittkräfte der Stützen bei Überfestigkeit der Riegel und bezüglich der Bemessung von Rahmenknoten. Weitergehende Angaben in diesem Zusammenhang sind in EC8 (2002) und in Paulay & Priestley (1992) zu finden.

### 5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG

#### 5.1 Stabilisierungsbewehrung

Der häufigste Versagensmechanismus bei duktilen Stahlbetonbauteilen ist das Reißen der Längsbewehrung, nachdem sie im vorherigen Belastungszyklus auf Druck ausgeknickt ist. In der konkaven Seite der Knickfigur entstehen grosse Stauchungen, die bei der Wurzel der Rippen Mikrorisse erzeugen. Bei der darauffolgenden Zugbeanspruchung reisst der Längsstab typischerweise dort, wo die maximale Krümmung der Knickfigur aufgetreten war. Dieses Phänomen ist in Abbildung 11 dargestellt.

Das Ausknicken zu vermeiden ist praktisch unmöglich, aber der vertikale Abstand  $s_h$  der Stabilisierungsbewehrung soll klein genug gewählt werden, sodass das Ausknicken erst bei einer Verschiebeduktilität auftritt, die von einem Bemessungsbeben nicht erzeugt werden kann. Bei der Norm SIA 262 wird ist diese Bedingung erfüllt wenn:

$$s_h < 6\varnothing_{sl} < 150\text{mm} \quad (5)$$

Wobei  $\varnothing_{sl}$  der Durchmesser der zu stabilisierenden Längsbewehrung ist.

Bei der Norm SIA 262 wird zwischen Umschnürungs- und Stabilisierungsbewehrung nicht unterschieden. Die Bedingungen (siehe Abschnitt 5.3) für die Umschnürungsbewehrung garantieren gleichzeitig auch die Stabilität der Längsbewehrung.

#### 5.2 Umschnürung

Der plastische Bereich eines Bauteils kann grossen plastischen Dehnungen unterworfen werden. Um die erforderliche Rotation erreichen zu können, wird der Beton zu wesentlich grösseren Stauchungen als  $\epsilon_{c2d} = 0.003$  gezwungen. Um grössere Stauchungen aushalten zu können, muss der Beton umschnürt werden.

Abbildung 12 zeigt links das Randelement einer duktilen Tragwand. Die Betonüberdeckung ist abgeplatzt, der Betonkern ist aber intakt. Das rechte Diagramm zeigt der Einfluss der

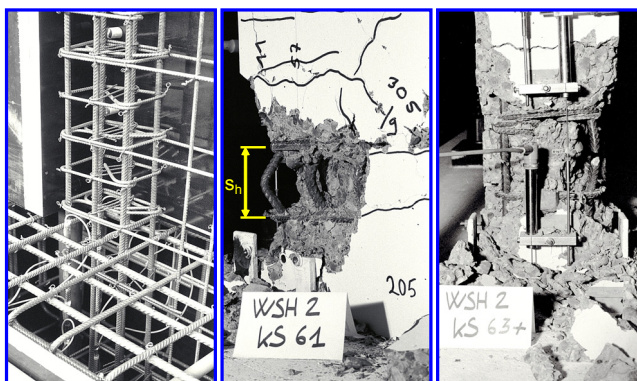


Abb. 11: Ungenügende Anordnung der Stabilisierungsbewehrung im plastischen Bereich einer Stahlbetontragwand

Umschnürungsbewehrung sowohl auf die Druckfestigkeit als auch auf die Druckstauchung beim Versagen auf.

Bei der Norm SIA 262 ist ein expliziter Nachweis des Rotationsvermögens des plastischen Bereichs nicht verlangt. Es wird angenommen, dass wenn die konstruktiven Vorschriften von Ziffer 5.7 SIA 262 eingehalten sind, ein ausreichendes Rotationsvermögen vorhanden ist.

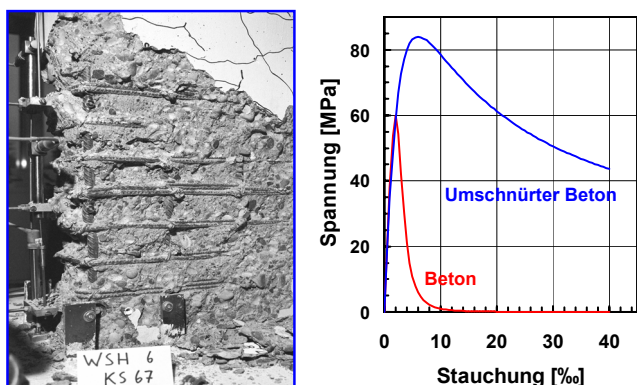


Abb. 12: Einfluss der Umschnürung auf die mechanische Eigenschaften von Beton.

### 5.3 Umschnürungsbewehrung bei Stützen

Die Umschnürungsbewehrung von Stützen unterliegt den Vorschriften der Ziffern 5.7.2.2 und 5.7.3 der Norm SIA 262.

Abbildung 13 zeigt links eine bei duktilen Tragwerken unzulässige Anordnung der Umschnürungsbewehrung. Auf der rechten Seite ist eine Umschnürungsbewehrung für duktile Tragwerke dargestellt. Sie soll folgende Haupteigenschaften aufweisen:

- Der Abstand zwischen gehaltenen Längsstäben darf 200mm nicht überschreiten. Die Bögen des Betonkerns können sich nur bei Kreuzungspunkten zwischen Bügel und Längsstab abstützen. Wenn die

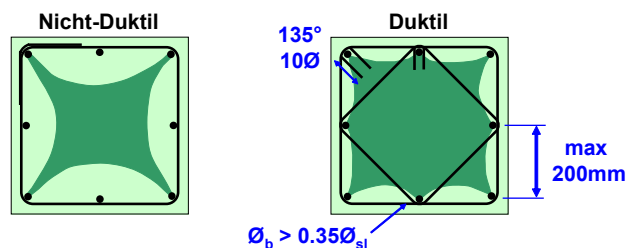


Abb. 13: Anordnung der Umschnürungsbewehrung bei Stützen. (Heller Bereich: abgeplatzter Beton. Dunkler Bereich: Betonkern).

Kreuzungspunkte voneinander weit entfernt sind, werden die Abplatzungen gross und die Tragfähigkeit beeinträchtigt (siehe Abbildung 13, links)

- Umschnürungsbügel sollen zwei Endhaken (135°-Abbiegungen) mit Mindestlängen von 10Ø aufweisen. Diese Bedingung erlaubt eine sichere Verankerung der Bügel auch wenn Abplatzungen stattfinden (siehe Abbildung 13, rechts)
- In den plastischen Bereichen sind Umschnürungsbügel anzuordnen, deren Abstand kleiner als 150mm bzw.  $6\varnothing_{sl}$  ist. Diese Bedingung kontrolliert die Knicklänge der Längsbewehrung und die Stützlänge in Längsrichtung der Bögen des Betonkerns.

Es ist weiter zu bemerken, dass mechanische Stabverbindungen auch wenn sie eine ausreichende Duktilität aufweisen trotzdem eine Schwachstelle für den Querschnitt darstellen. Solche Verbindungen sind deshalb am Besten versetzt anzuordnen.

### 5.4 Umschnürungsbewehrung bei Wänden

Die Umschnürung der Randelemente einer duktilen Stahlbetontragwand unterliegt den gleichen Vorschriften wie die Umschnürung der Stützen. Es gibt nur zwei Aspekte die anders geregelt sind.

- Die Schubbewehrung der Wand soll im Betonkern des Randelements verankert werden, da sie sonst an Wirksamkeit verliert, wenn die Betonüberdeckung abplatzt. Im Beispiel von Abbildung 14 wird die Verankerung mit einem geraden Haken gewährleistet. Diese Lösung garantiert eine gute Verankerung der Bügel und löst die Probleme mit den Toleranzen der Bügellänge.
- Gleichung (94) von SIA 262 wurde in Neuseeland ausgesprochen zur Bestimmung der Umschnürungsbewehrung von Stützen entwickelt. Die Berechnung der Umschnürungsbewehrung sollte deshalb am Besten mit Gleichung (G.125) aus der SIA Dokumentation D0171 (2002) durchgeführt werden, die sich bei vielen Probeanwendungen immer bewährt hat.

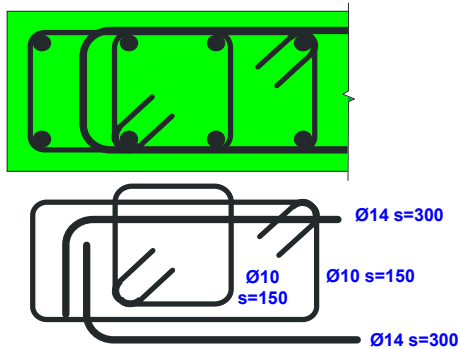


Abb. 14: Anordnung der Umschnürungsbewehrung in der Biegedruckzone einer Stahlbetontragwand.

### 5.5 Übergreifungsstöße der Längsbewehrung

Übergreifungsstöße der Längsbewehrung sind im plastischen Bereich zu vermeiden weil:

- Das Verformungsvermögen des plastischen Bereichs wird reduziert.
- Es wird schwierig die Überfestigkeit des plastischen Bereich zu schätzen.
- Solche Stöße haben bei vergangenen Erdbeben oft mit fatalen Folgen versagt.

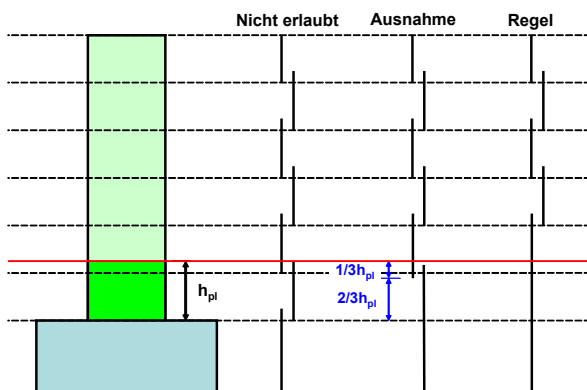


Abb. 15: Stöße der Längsbewehrung in einer Wand.

## 6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Das duktile Tragwerksverhalten sollte bevorzugt werden, einerseits weil damit günstigere Tragwerke entstehen, andererseits weil für viele Tragwerke die in der Norm angegebenen Verhaltensbeiwerte  $q$  eher konservativ sind. Diese Tragwerke sind somit robust und können unvorhergesehenen Einwirkungen besser standhalten. Um die bestmögliche Bemessung eines Tragwerks zu erzielen, soll sein dynamisches Verhalten realistisch erfasst werden. Dabei soll die effektive Steifigkeit möglichst genau geschätzt werden. Gepflegte konstruktive Details und duktile Betonstähle sollen verwendet werden, um das angestrebte duktile Verhalten sicherzustellen.

## 7 LITERATUR

Bachmann H. (2002), *Erdbebensicherung von Bauwerken*. 2., überarbeitete Auflage. ISBN 3-7643-6941-8. Birkhäuser Verlag, Basel.

EC8 (2002), *Design of Structures for Earthquake Resistance*. Comité Européen de Normalisation(CEN), Brussels.

NZS 3101 (1995), *Concrete Structures Standard*. New Zealand Standard, Wellington.

Paulay T., Priestley M.J.N (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, New York.

SIA 162 (1989), *Betonbauten*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 261 (2003), *Einwirkung auf Tragwerke*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 262 (2003), *Betonbau*. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 2018 (2004), *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben*. Merkblatt. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0171 (2002), *Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0181 (2003) *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken / Einwirkung auf Tragwerke*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA D0182 (2003) *Betonbau*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

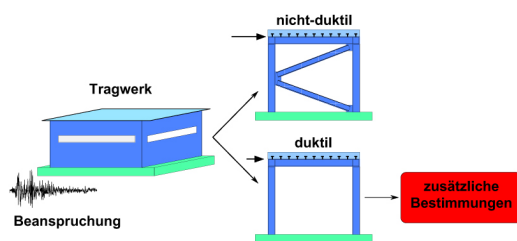
SIA D0191 (2004) *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken / Einwirkung auf Tragwerke: Bemessungsbeispiele*. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

# Stahlbau, Stahl-Beton-Verbundbau, Holzbau und Mauerwerk

Pierino Lestuzzi, ENAC-IS-IMAC, EPFL, pierino.lestuzzi@epfl.ch

## 1 ALLGEMEINES

Für sämtliche Baustoffe kann der Ingenieur bei der Erdbebenbemessung zwischen dem Konzept des duktilen und des nicht-duktilen Tragwerksverhaltens auswählen. Ein duktiler Tragwerk zeichnet sich durch ein grosses Energiedissipationsvermögen dank plastischer Verformungen aus. Es verhält sich bei Erdbebeneinwirkung wesentlich günstiger als ein nicht-duktiler Tragwerk:



Bei duktilen Tragwerken müssen konzeptionelle Bestimmungen und spezielle konstruktive Regeln für die bauliche Durchbildung beachtet werden. Erfolgt die Erdbebenbemessung nach dem Konzept des nicht-duktilen Tragwerksverhaltens, dann sind im Gegenteil dazu keine besonderen Bestimmungen zur baulichen Durchbildung einzuhalten. Da praktisch keine Duktilität für die Abminderung der elastischen Erdbebenkräfte in Rechnung gestellt werden darf, sind auch keine besonderen duktilitätsfördernde Massnahmen für das Erdbebenverhalten erforderlich. Es resultiert aber ein vergleichsweise hoher Tragwiderstand.

## 2 DUKTILES TRAGWERKSVERHALTEN

Grundsätzlich entspricht das Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens der Kapazitätsbemessung. Die Prinzipien der Kapazitätsbemessung können wie folgt zusammengefasst werden:

- Das Tragwerk wird so ausgelegt, dass sich unter Erdbebeneinwirkung ein geeigneter plastischer Mechanismus einstellt.
- Die plastischen Gelenke werden konstruktiv so gestaltet, dass sie genügend duktil sind.

- Die übrigen Bereiche werden mit einem zusätzlichen Tragwiderstand versehen, damit sie elastisch bleiben, wenn die plastischen Bereiche ihre Überfestigkeit (Kapazität) entwickeln.
- Sämtliche nicht-duktilen Versagenmechanismen sind ausgeschlossen.

Mit diesem Vorgehen wird eine Hierarchie der Tragwiderstände festgelegt, die verhindern soll, dass sich frühzeitige Plastifizierungen in den weniger duktilen, übrigen Bereichen bilden, bevor das wesentlich grössere Energiedissipationsvermögen der planmässigen plastischen Gelenke ausgeschöpft ist. Mehr oder weniger zufällige Plastifizierungen in den übrigen Bereichen können zu einem vorzeitigen spröden Versagen führen. Mit der Kapazitätsbemessung ist sichergestellt, dass sich das Tragwerk auch unter grossen zyklischen plastischen Verformungen so wie vorgesehen verhält, insbesondere dass sich der bei der Bemessung gewählte plastische Mechanismus auch tatsächlich einstellt.

## 3 VERHALTENSBEIWERTE

Die Wirkung eines Erdbebens kann als dynamischer Energieeintrag in das Tragwerk betrachtet werden. Die eingetragene Energie muss anschliessend durch plastische Verformungen oder durch Dämpfung dissipiert werden. Der Verhaltensbeiwert  $q$  berücksichtigt neben dem Energiedissipationsvermögen auch die Überfestigkeit des Tragwerks unter zyklisch-plastischen Verformungen. Ein Verhaltensbeiwert von  $q = 1,0$  entspricht rein elastischem Verhalten ohne Überschreitung des Bemessungswertes  $R_d$  des Tragwiderstandes. Dabei wird nur eine geringe Energiedissipation entsprechend einer viskosen Dämpfung von 5% in Rechnung gestellt. Bei nicht-duktiler Tragwerksverhalten ist der Verhaltensbeiwert in allen Fällen  $q = 1,5$ . Ein Verhaltensbeiwert von  $q = 1,5$  entspricht elastischem Verhalten bei voller Ausnützung der Überfestigkeit über  $R_d$  hinaus. Höhere  $q$ -Werte bis zu  $q = 5,0$  sind möglich, wenn das Tragwerk fähig ist, ohne nennenswerte Reduktion des Tragwiderstandes

mit stabilen zyklisch-plastischen Verformungen Energie zu dissipieren.

Grundsätzlich gilt, dass bei Nichteinhalten eines der Prinzipien der Kapazitätsbemessung nur noch ein Verhaltensfaktor  $q = 1,5$  für nicht-duktilen Tragwerksverhalten angesetzt werden darf.

#### 4 STAHLBAU

Früher herrschte die Meinung vor, dass Stahlbauten a priori duktil sind und sich duktilitätsfördernde Massnahmen für das Erdbebenverhalten erübrigen. Die negativen Erfahrungen bei starken Erdbeben in den letzten Jahren insbesondere in Northridge, Kalifornien 1994 und in Kobe, Japan 1995 führten zu neuen Erkenntnissen der erdbebengerechten Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, die in der neuen Stahlbaunorm SIA 263 abgestimmt auf den Eurocode 8 übernommen und für niedrige bis mittlere Seismizität vereinfacht werden (Wenk et al. (2003)).

##### 4.1 Verhaltensbeiwert

Für duktilen Tragwerksverhalten kann ein relativ hoher Verhaltensbeiwert  $q$  zur Reduktion der elastischen Erdbebeneinwirkung in Rechnung gestellt werden. Je nach Tragwerksart und Querschnittsklasse für die Abtragung horizontaler Einwirkungen variiert  $q$  im Bereich von 2,0 bis 5,0 (SIA 263 Tabelle 11):

###### Stahlbau - Erdbebenbemessung

###### Verhaltensbeiwerte $q$

- nicht-duktilen Tragwerksverhalten:  $q = 1,5$
- duktilen Tragwerksverhalten  
 $q(\text{Tragwerksart und Querschnittsklasse})$

Tragwerksart	QK 1	QK 2	QK 3
Rahmen	5.0	4.0	2.0
Diagonalverbände	4.0	4.0	2.0
V-Verbände	2.0	2.0	2.0

Für Querschnittsklasse 4 werden keine  $q$ -Werte angegeben, da Tragwerke mit Profilen der Querschnittsklasse 4 in jedem Fall nach dem Konzept des nicht-duktilen Tragwerksverhaltens mit  $q = 1,5$  bemessen werden müssen.

##### 4.2 Anforderungen an die bauliche Durchbildung

Der grössere Verhaltensbeiwert  $q$  bei duktilem Tragwerksverhalten bedingt, dass mit besonderen konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen ein ausreichendes Energiedissipationsvermögen unter zyklisch-plastischer Beanspruchung sichergestellt

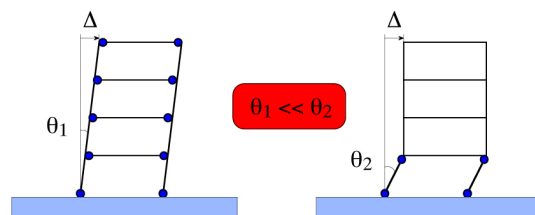
wird. Dazu ist eine Reihe von Bedingungen einzuhalten.

Für alle Tragwerksarten gilt:

- Der Werkstoff muss die Duktilitätsanforderungen für die plastische Querschnittsbemessung erfüllen, d.h. die Bruchdehnung muss grösser als 15%, das Verhältnis von Bruchdehnung zur elastischen Dehnung grösser als 20 und das Verhältnis von Zugfestigkeit zur Streckgrenze grösser als 1,1 sein (SIA 263 Ziffern 3.2.2.3 und 4.9.1.4).
- Schrauben mit Zugbeanspruchung sind mit Festigkeitsklasse 8.8 oder 10.9 vorzusehen und vorzuspannen (SIA 263 Ziffer 4.9.1.4). Die vorgeschriebene Vorspannung soll Schläge zwischen Schrauben und angeschlossenen Bauteilen verhindern, die zu vorzeitigem spröden Versagen führen können.
- Verbindungen sind auf einen um 20% erhöhten Wert der Tragfähigkeit der anzuschliessenden Teile zu bemessen. (SIA 263 Ziffer 4.9.1.5). Dabei handelt es sich um eine typische Regel der Kapazitätsbemessung, die sicherstellen soll, dass sich das plastische Gelenk im duktileren Bauteil vor der weniger duktilen Verbindung bildet.

##### 4.3 Duktile Rahmen

Als erster Schritt ist ein geeigneter plastischer Mechanismus zu wählen. Für ein Rahmensystem bedeutet dies, dass sich die plastischen Gelenke in den Riegeln und nicht in den Stützen ausbilden. Da in Riegelgelenken die Normalkraft meist klein ist, kann dort eine wesentlich grössere Duktilität unter zyklischer Biegebeanspruchung erzielt werden als in Stützengelenken mit vergleichsweise hoher Normalkraft. Als Ausnahme zu dieser Regel sind in mehrgeschossigen Rahmen plastische Gelenke an den Stützenfüssen und im obersten Geschoss zulässig (SIA Ziffer 4.9.2.2). Ferner ist ein Stockwerkmechanismus (Soft-Storey) zu vermeiden. Der Stockwerkmechanismus führt zu einem viel grösseren lokalen Rotationsbedarf für eine vorgegebene globale Verschiebung:



Um ein stabiles, möglichst grosses Verformungsvermögen der plastischen Gelenke unter Biegebeanspruchung sicherzustellen, sind Druck- und Querkräfte zu begrenzen (SIA 263 Ziffer 4.9.2.3).

Nach den Prinzipien der Kapazitätsbemessung ist die Verankerung der Stützen für eine um 20% erhöhte Biegebeanspruchung (SIA 263 Ziffer 4.9.2.4) infolge Erdbeben zu bemessen, damit sich das plastische Gelenk am Stützenfuss mit Überfestigkeit ausbilden kann, ohne dass die Verankerung vorzeitig spröde bricht. Ebenfalls ist die Stützenquerkraft zu begrenzen (SIA 263 Ziffer 4.9.2.5).

#### 4.4 Aussteifende Verbände

Auch aussteifende Verbände können duktil gestaltet werden, wenn einige grundlegende Prinzipien der Kapazitätsbemessung beachtet werden. Im Allgemeinen lohnt sich dies nur bei Diagonalverbänden mit relativ hohen Verhaltensbeiwerten bis zu  $q = 4,0$ .

Bei der Erdbebenbemessung von aussteifenden Diagonalverbänden werden die Horizontalkräfte nur über die Zug-Diagonalen abgetragen und die Druck-Diagonalen vernachlässigt. Die plastischen Bereiche bilden sich in den Diagonalen primär auf Zug.

Bei V-Verbänden liegt der Schnittpunkt der Diagonalen auf einem durchlaufenden horizontalen Stab (Riegel). Die Horizontalkräfte werden über die Zug- und die Druck-Diagonalen abgetragen und die plastischen Bereiche bilden sich in diesen auf Zug und Druck.

K-Verbände führen zu ungünstigen Plastifizierungen in der Stütze und sind deshalb in jedem Fall nach dem nicht-duktilen Tragwerkskonzept zu bemessen (SIA 263 Ziffer 4.9.1.3).

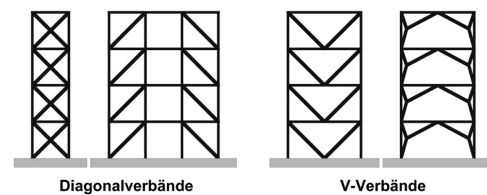
Bei duktilen Verbänden besteht der globale Mechanismus aus plastischen Normalkraft-Gelenken in möglichst allen Diagonalen des Verbandes. Ungünstige Stockwerkmechanismen (Soft-Storey) sollen vermieden werden. Ähnliche Kraft-Verformungs-Charakteristiken in allen Stockwerken sind eine Voraussetzung dafür, dass sich Plastifizierungen in den Diagonalen über die ganze Bauwerkshöhe einstellen und nicht nur lokal in einem oder wenigen Stockwerken. Rein elastisches Knicken der Diagonalen wirkt sich ungünstig auf die Form der Hystereseschlaufen (Energiedissipation) unter zyklischer Beanspruchung aus. Deshalb wird die bezogene Knickschlankheit der Diagonalen auf  $\lambda_k \leq 2,0$  begrenzt werden. Die elastisch bleibenden Bereiche (Riegel und Stützen der Verbände) sind wiederum auf die Schnittkräfte auszuliegen, die sich einstellen, wenn die plastischen Gelenke (Diagonalen) ihre Überfestigkeit entwickeln. Dazu genügt eine Erhöhung der Bemessungs-

Druckkräfte in Riegeln und Stützen infolge Erdbeben um 20% (SIA 263 Ziffer 4.9.3.4) sowie eine Bemessung der Verbindungen der Diagonalen auf einen um 20% erhöhten Wert ihrer Tragfähigkeit (SIA 263 Ziffer 4.9.1.5):

#### Stahlbau - duktiles Tragwerksverhalten

##### Anforderungen für Verbände

- plastische Bereiche in den Diagonalen
- Bezogene Knickschlankheit  $\lambda_k \leq 2,0$
- Überfestigkeit bei der Bemessung



#### 4.5 Exzentrische Verbände



Noch höhere Verhaltensbeiwerte können mit exzentrischen Verbänden erzielt werden. Dabei handelt es sich nicht einfach um "falsch" angeschlossene Diagonalstreben, sondern um ein besonders für sehr hohe Erdbebeneinwirkung entwickeltes System von plastischen Biegeschubgelenken im Bereich der Riegelexzentrizität verbunden durch elastisch bleibende Verbände. Die entsprechenden Bemessungsregeln befinden sich im Eurocode 8, Teil 1 (2003). Diese erlauben Verhaltensbeiwerte bis zu  $q = 8,0$ . Für die in der Schweiz anzusetzenden Erdbebenkräfte genügen meist zentrische Verbände mit Verhaltensbeiwerten bis zu  $q = 4$ , deshalb wurden Spezielsysteme mit höheren Verhaltensbeiwerten wie exzentrische Verbände nicht in die Norm SIA 263 aufgenommen.

## 5 STAHL-BETON-VERBUNDBAU

Für die Erdbebenbemessung wird Stahl-Beton-Verbundbau in SIA 264 sehr ähnlich wie Stahlbau in SIA 263 betrachtet. Zur Tragwerksaussteifung durch

Stahlbetonkerne oder Stahlbeton wände wird auf SIA 262 verwiesen.

### 5.1 Verhaltensbeiwerte

In Anlehnung an den Stahlbau wird für duktilen Tragwerksverhalten je nach Tragwerksart und Querschnittsklasse für die Abtragung horizontaler Einwirkungen unterschiedliche Verhaltensbeiwerte  $q$  festgelegt. Genau wie beim Stahlbau variiert  $q$  im Bereich von 2,0 bis 5,0 (SIA 264 Tabelle 6):

#### Verbundbau - Erdbebenbemessung

##### Verhaltensbeiwerte $q$

- nicht-duktilen Tragwerksverhalten:  $q = 1.5$
- duktilen Tragwerksverhalten  
 $q(\text{Tragwerksart und Querschnittsklasse})$

Tragwerksart	QK 1	QK 2	QK 3
Rahmen	5.0	4.0	2.0
Diagonalverbände	4.0	4.0	2.0
V-Verbände	2.0	2.0	2.0

Wieder sind Querschnittsklasse 4 und K-Verbände für duktilen Tragwerkverhalten nicht zulässig.

### 5.2 Anforderungen an die bauliche Durchbildung

Gleiche Anforderungen wie beim Stahlbau (siehe 4.2) sind einzuhalten. Ferner wenn der Betonteil berücksichtigt wird, sollen weitere Bedingungen erfüllt werden. Um ein ausreichendes Verformungsvermögen der Bauteile unter Biegebeanspruchung sicherzustellen, ist die Plastifizierung der Stahlteile vor dem Druckversagen des Betons zu gewährleisten. Zudem sind die Betonteile von Druckgliedern entweder vollständig durch Stahlteile zu umhüllen oder durch eine enge Verbügelung gemäss SIA 262 für duktilen Tragwerkverhalten zu umschüren (SIA 264 Ziffer 4.5.2.2). Grundsätzlich werden die duktilen Stahlbetonteile bei Tragwerken in Mischbauweise anhand der Anforderungen der Norm SIA 262 betrachtet (SIA 264 Ziffer 4.5.2.3). In Fall von teilweisem Verbund sind duktile Verbundmittel wie Kopfbolzendübel zu verwenden (SIA 264 Ziffer 4.5.2.4):

#### Verbundbau - duktilen Tragwerksverhalten

##### Anforderungen bei Vernachlässigung des Betons

- wie Stahlbau

##### Anforderungen bei Berücksichtigung des Betons

- Plastifizierung der Stahlteile vor Druckversagen des Betons
- Betonteile von Druckgliedern umschüren
- duktile Stahlbetonteile gemäss SIA 262

## 6 HOLZBAU

Beim Erdbebenverhalten weisen Holzbauten zwei günstige Eigenschaften auf. Erstens ist die Masse relativ zum Tragwiderstand klein und zweitens ist die Materialdämpfung relativ gross.

Gemäss SIA 265 kann Holzbau entweder für nicht-duktilen oder duktilen Tragwerksverhalten bemessen werden. Grundsätzlich weisen nur die Verbindungsbereiche ein duktilen Verhalten auf.

### 6.1 Verhaltensbeiwerte

In SIA 265 werden die Holztragwerke den Tragwerkstypen A bis D zugeordnet. Dabei ist die Duktilität des Tragwerkstyps in Funktion von Wirksamkeit, Anzahl und Verteilung der duktilen Verbindungsbereiche von Bedeutung. Der Verhaltensbeiwert  $q$  variiert im Bereich von 2,0 bis 3,0 (SIA 265 Tabelle 10):

#### Holzbau - Erdbebenbemessung

##### Verhaltensbeiwerte $q$

- nicht-duktilen Tragwerksverhalten:  $q = 1.5$
- duktilen Tragwerksverhalten

Tragwerkstyp	$q$
B: vereinzelte duktile Verbindungsbereiche	$q = 2.0$
C: verschiedene hochwirksame duktile Verbindungsbereiche	$q = 2.5$
D: viele, gleichmässig verteilte, hochwirksame duktile Verbindungsbereiche	$q = 3.0$

Tragwerkstyp B entspricht geringer Duktilität und enthält zum Beispiel eingeschossige Tragwerke mit Stützen mit halbsteifen Anschlüssen am Fundament. Tragwerkstyp C entspricht mittlerer Duktilität und enthält zum Beispiel Rahmen mit halbsteifen Verbindungen oder Fachwerke mit mechanischen Verbindungsmitteln in den Verbindungen. Tragwerkstyp D entspricht hoher Duktilität und enthält Tragwerke mit duktilen Wandscheiben.

Tragwerkstyp A enthält alle Tragwerke, die sich nicht den Typen B, C oder D zuordnen lassen und ist für duktilen Tragwerkverhalten nicht zulässig. Beispiele von Tragwerkstyp A sind Bogentragwerke, Rahmentragwerke mit geleiteten Rahmenecken und Tragwerke mit steifer Stützeinspannung in den Fundamenten.

### 6.2 Anforderungen an die bauliche Durchbildung

Die duktilen Bereiche betreffen die Verbindungsbereiche:



### Holzbau - duktiles Tragwerksverhalten

#### Bedingungen für duktile Bereiche

- Nur die **Verbindungsbereiche**
- Anforderungen an stiftförmige Verbindungen
- Auseinanderwandern verhindern (Bolzen)
- Kein frühzeitiges Aufspalten im Verbindungsbereich
- beplankte Wandscheiben duktil, wenn  $d \leq 3 \text{ mm}$ ,  $t \geq 4d$ , **Klasse D und C**
- Andere Verbindungen: Ermittlung der Duktilität durch Versuche

Mit Bedingungen bezüglich erforderlicher Holzdicken und minimaler Abstände wird die geforderte Duktilität bei Verbindungen, mit stiftförmigen, querbelasteten Verbindungsmitteln erreicht (SIA 265 Tabelle 11). Das Auseinanderwandern der Verbindungsteile infolge zyklischer Beanspruchung muss verhindert werden. Dies kann erfolgen durch zusätzliche Anordnung von Bolzen bei Stabdübelverbindungen oder vergrößerte Einschlag- bzw. Einschraubtiefe bei Nagel- und Schraubenverbindungen (SIA 265 Ziffer 4.6.2.3). Lokale grosse Querkzug- und Schubbeanspruchungen wie bei Verbindungen mit Momentenbeanspruchung führen zu einem spröden Verbindungsversagen. Deswegen darf im Verbindungsbereich kein frühzeitiges Aufspalten auftreten (SIA 265 Ziffer 4.6.2.4). Unter Erfüllung von Bedingungen zum maximalen Durchmesser des Verbindungsmittels, der minimalen Dicke der Beplankung und der Duktilitätsklasse der Verbindungen werden die beplankten Wandscheiben als duktil betrachtet (SIA 265 Ziffer 4.6.2.5). Für die in SIA 265 nicht behandelten Verbindungsarten ist die Duktilität auf grund geeigneter Versuche zu ermitteln (SIA 265 Ziffer 4.6.2.6).

In duktilen Holztragwerken weisen die Holzteile und die verleimten Verbindungen kein duktilen Verhalten auf und sind deswegen als nicht-duktilen Bereiche zu bezeichnen:

### Holzbau - duktilen Tragwerksverhalten

#### Bedingungen für nicht-duktilen Bereiche

- Höherer Tragwiderstand aufweisen, (**120%**):
  - Verankerungen und Verbindungen zu massiven Teilen
  - Verbindungen zwischen Deckenscheiben und Wandscheiben
- Druckbeanspruchte Bauteile: Lage der Bauteile bei allfälliger Lastumkehr sichern

Nach den Prinzipien der Kapazitätsbemessung sind die nicht-duktilen Bauteile für eine um 20% erhöhte Tragwiderstand zu bemessen, damit die zyklischen Plastifizierungen in den duktilen Bereichen entstehen

(SIA 265 Ziffer 4.6.3.1). Bei druckbeanspruchten Bauteilen und ihren Verbindungen soll gewährleistet werden, dass die Lage der Bauteile bei allfälliger Lastumkehr gesichert bleibt (SIA 265 Ziffer 4.6.3.2).

## 7 MAUERWERK

Unbewehrtes Mauerwerk weist eine relativ grosse Steifigkeit verbunden mit einer geringen Zugfestigkeit auf, was sich bei Erdbebenbeanspruchung ungünstig auswirkt. Immer wieder zeigen starke Erdbeben die hohe Erdbebenverletzbarkeit der Mauerwerksbauten. Im Gegenteil dazu weist bewehrtes Mauerwerk etwas Duktilität auf und zeigt deswegen ein wesentlich besseres Erdbebenverhalten. Wegen ihrer Bauweise ist die hohe Verletzbarkeit der Mauerwerksbauteile bei Beanspruchungen senkrecht zu ihrer Ebene besonders zu erwähnen.

### 7.1 Verhaltensbeiwerte

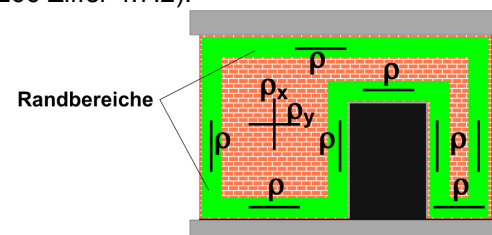
In SIA 266 wird von duktilem Mauerwerk und „im Allgemeinen“ anstatt von duktilem und nicht-duktilen Tragverhalten gesprochen. Duktile Mauerwerk ist bewehrtes Mauerwerk und ist für alle Bauwerke der Bauwerksklasse III und für Bauwerke der Bauwerksklasse II in Erdbebenzonen 3a und 3b notwendig. Im Allgemeinen beträgt der Verhaltensbeiwert  $q=1.5$ . Für duktile Mauerwerk beträgt  $q=2.5$ .

### 7.2 Generelle Anforderungen an die bauliche Durchbildung

Um ein frühzeitiges Versagen senkrecht zur Wandebene zu vermeiden, sind eine minimale Dicke und eine maximale Schlankheit für Schubwände, die beim Nachweis der Tragsicherheit berücksichtigt werden, zu gewährleisten (SIA 266 Ziffer 4.7.1.2). Diese Bedingungen gelten sowohl für unbewehrtes Mauerwerk als für bewehrtes Mauerwerk.

### 7.3 Duktile Mauerwerk

Bei duktilem Mauerwerk muss eine kreuzweise, im Verbund wirkende Bewehrung eingelegt werden (SIA 266 Ziffer 4.7.2):



Geometrische Mindestbewehrungsgehalte von  $\rho_x + \rho_y \geq 0.2\%$  und  $\rho_x, \rho_y \geq 0.05\%$  sind einzuhalten. Paral-

lel zu Wand und Öffnungs­rändern sind Randbereiche mit einer Breite von 10% des Abstands zum benachbarten Rand, jedoch mindestens 250 mm, definiert. In den Randbereichen ist ein höherer geometrischer Bewehrungsgehalt von  $\rho \geq 0.3\%$  vorzusehen. In den horizontalen Randbereichen dürfen die Bewehrungen in die Decken eingelegt werden. Die Bewehrungen sind in den angrenzenden Bauteilen zu verankern.

Ferner ist bei der konstruktiven Durchbildung von duktilem Mauerwerk eine Reihe von Bedingungen einzuhalten:

**duktilen Mauerwerk**

**Anforderungen**

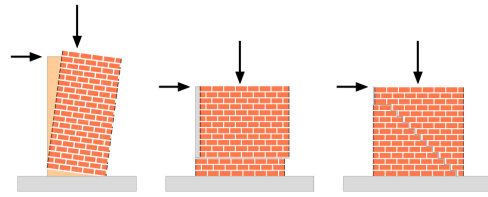
- Stossfugen vollfugig auszuführen
- Mauersteine:  $f_{bk} \geq 2.5 \text{ MPa}$   
Lochflächenanteil  $\leq 50\%$ , Aussenstege  $\geq 15 \text{ mm}$
- Mauermörtel:  $f_{mk} \geq 10 \text{ MPa}$ ,  $f_{yk} \geq 3.5 \text{ MPa}$
- Betonstahl B500B oder B450C
- Verankerungslängen  $\geq 85\phi$
- angemessene Verbindung mit den Decken
- SIA 262 sinngemäss anzuwenden

Die Stossfugen sind vollfugig auszuführen (SIA 266 Ziffer 6.2.9). Anforderungen an Mauersteine (SIA 266 Tabelle 5) und an Mauermörtel (SIA 266 Tabelle 8) müssen eingehalten werden. Für die Bewehrung ist Betonstahl B500B oder B450C zu verwenden (SIA 266 Ziffer 3.5.4). Um die mauerwerksspezifischen Gegebenheiten wie das Nichtvibrieren des Mörtels und die geringere Überdeckung zu berücksichtigen ist die Verankerungslänge gerader Stäbe gleich dem 85-fachen Stabdurchmesser anzusetzen (SIA 266 Ziffer 5.2.2.4). Duktilen Mauerwerk erfordert eine angemessene Verbindung der Wände mit den Decken. Bei aufgelösten Deckensystemen sind spezielle Verankerungen oder Stahlbeton-Ringanker erforderlich (SIA 266 Ziffer 5.2.9.2).

**7.4 Nachweis der Tragsicherheit**

Für bewehrtes Mauerwerk sind die in der Norm SIA 262 beschriebenen Bemessungsmethoden für Betonbauten sinngemäss anzuwenden (SIA 266 Ziffer 4.5.1.1).

Der Nachweis der Tragsicherheit bezüglich Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft für unbewehrte Mauerwerkswände kann mit Figur 6 erfolgen. Die drei Hauptversagenmechanismen (Kippen, Gleiten und Schub) werden dabei berücksichtigt:



Jedoch empfiehlt sich bei Wänden mit hoher Normalkraft der erweiterte Nachweis mit unterschiedlichen Exzentrizitäten für vertikale und geneigte Druckspannungsfelder (SIA D 0296).

**8 FOLGERUNGEN**

Für sämtliche Baustoffe stehen grundsätzlich zwei Konzepte der Erdbebenbemessung zur Verfügung. Das Konzept des nicht-duktilen Tragwerksverhaltens entspricht einer konventionellen Bemessung, während das Konzept des duktilen Tragwerksverhaltens auf den Erkenntnissen des modernen Erdbebeningenieurwesens wie der Methode der Kapazitätsbemessung beruht. Im Allgemeinen ist das Konzept des nicht-duktilen Tragwerksverhaltens nur bei kleinen Erdbebenkräften zu empfehlen, d.h. für leichte Bauwerke in den niedrigen Erdbebenzonen und bei günstigen Baugrundverhältnissen. In den übrigen Fällen kann das nicht-duktilen Tragwerksverhalten zu unwirtschaftlichen Lösungen führen und es sollte das duktile Tragwerksverhalten gewählt werden.

**9 LITERATUR**

Eurocode 8 (2003). *Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. prEN 1998-1. Draft 6, January 2003. Document CEN/TC250/SC8/N335. Comité Européen de Normalisation (CEN), Bruxelles; 197 pp.

Wenk T., Lestuzzi P. (2003). *Die Erdbebenbestimmungen der Norm SIA 263*. Dokumentation D 0183. Stahlbau, Einführung in die Norm SIA 263. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003; 75 pp.

# Bauwerksklasse III, nicht tragende Bauteile und Anlagen

Thomas Wenk  
Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Zürich

## 1 EINLEITUNG

Zur Erdbebensicherung von Bauwerken der BWK III, nicht tragenden Elementen und Anlagen sind neben rechnerischen Nachweisen konstruktive Massnahmen besonders wichtig. Die Erdbebenbestimmungen in den Normen behandeln die konstruktiven Aspekte im Gegensatz zur Tragwerksanalyse nur knapp. Als geeignetes Hilfsmittel für die Erdbebenbemessung dieser Objekte haben sich typische Schadenbilder von vergangenen Erdbeben erwiesen.

## 2 BAUWERKSKLASSE III

### 2.1 Schadenbilder

Typische Schadenbilder der BWK III zeigen beschädigte Gebäude des Katastrophenschutzes, die einen Rettungseinsatz nach dem Erdbeben verunmöglichen oder ausgefallene Versorgungsnetze infolge geborstener Leitungen. Als Beispiel zeigt Abbildung 1 mehrere Ambulanzfahrzeuge, die nach dem San Fernando Erdbeben in Kalifornien unter einem eingestürzten Vordach begraben liegen.



Abb. 1: Ambulanzfahrzeuge unter eingestürztem Vordach begraben nach dem San Fernando Erdbeben in Kalifornien 1971 (Foto: EERI)

### 2.2 Normenbestimmungen

Für die BWK III gelten die strengsten Anforderungen in den Normen. Die Tragsicherheit ist mit einem Bedeutungsfaktor von  $\gamma_f = 1,4$  nachzuweisen entsprechend einer Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens von 1200 Jahren. Zusätzlich ist ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit mit einem im Vergleich zur Tragsicherheit auf 50% reduzierten Wert der Erdbebeneinwirkung erforderlich ( $\gamma_f = 0,7$ ).

Praktisch bedeutet der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bei Gebäuden, dass die relativen horizontalen Stockwerksverschiebungen infolge Erdbeben auf 1/500 bei spröden und auf 1/200 bei duktilen Einbauten zu begrenzen sind. Die Berechnung der Verschiebungen erfolgt an einem linearen Tragwerksmodell mit realistischen Steifigkeitsannahmen und ohne Verhaltensbeiwert  $q$ , d.h.  $q = 1,0$ . Falls das Bemessungsspektrum als Erdbebeneinwirkung verwendet wird, sind die resultierenden Verschiebungen anschliessend mit  $q$  zu multiplizieren (Prinzip der gleichen Verschiebungen des linearen und nichtlinearen Einmassenschwingers). Bei Brücken sind Lager und Fahrbahnübergänge auf die Verschiebungen infolge des Gebrauchstauglichkeitserdbebens auszulegen.

### 2.3 Massnahmen

Um das Kriterium der Stockwerksverschiebungen leicht einhalten zu können, sollte kein zu weiches Tragwerk für ein Gebäude der BWK III gewählt werden. Torsionsbeanspruchungen sollten möglichst vermieden werden, da sie die Verschiebungen an der vom Schubmittelpunkt am weitesten entfernten Fassade um ein mehrfaches vergrössern können. Es empfiehlt sich, nur duktile Einbauten zu wählen und auf spröde Einbauten zu verzichten.

Bei sämtlichen Anlagen (z.B. Elektroinstallationen, Türöffnungen, Heizung, Lüftung, Klima) ist sicherzustellen, dass sie unter der Wirkung des Gebrauchstauglichkeitserdbebens funktionstüchtig bleiben.

Als alternatives Bemessungskonzept kann eine seismische Isolation durch eine horizontal weiche Lagerung vorgesehen werden. Der Vorteil der seismischen Isolation liegt darin, dass die Erdbebenbeanspruchungen im Gebäude oberhalb der Isolation stark reduziert werden, so dass sich besondere Massnahmen zur Erdbebensicherung der Einbauten und Anlagen im Gebäude erübrigen.

### 3 NICHT TRAGENDE BAUTEILE

#### 3.1 Schadenbilder

Abbildung 2 zeigt ungenügend befestigte Fassadenplatten, die beim Erdbeben heruntergestürzt sind. Die Schäden an nicht tragenden Bauteilen können diejenigen am Tragwerk übertreffen. Oft sind nicht tragende Bauteile nicht für Erdbeben bemessen. Es können deshalb bereits bei schwachen Erdbeben grosse Schäden entstehen.



Abb. 2: Heruntergestürzte schwere Fassadenplatten beim Erdbeben von Kobe, Japan 1995

#### 3.2 Normenbestimmungen

Die Norm SIA 261 weist einen besonderen Abschnitt für die Erdbebenbemessung nicht tragender Bauteile auf (Ziffer 16.7). Falls Personen gefährdet, das Tragwerk beschädigt oder der Betrieb wichtiger Anlagen beeinträchtigt werden kann, muss sowohl für das nicht tragende Bauteil als auch für dessen Verankerung die Tragsicherheit für Erdbebeneinwirkung nachgewiesen werden.

Im Massenschwerpunkt des nicht tragenden Bauteils ist folgende horizontale Erdbebenersatzkraft  $F_a$  anzusetzen:

$$F_a = \frac{2 \cdot \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S \cdot G_a \cdot (1 + z_a/h)}{g \cdot q_a \cdot (1 + (1 - T_a/T_1)^2)} \quad (48)$$

- $G_a$ : Eigenlast des nicht tragenden Bauteils
- $z_a$ : Höhe des nicht tragenden Bauteils über Fundament des Bauwerks
- $T_a$ : Grundschnitzzeit des nicht tragenden Bauteils
- $q_a$ : Verhaltensbeiwert des nicht tragenden Bauteils
- $h$ : Höhe des Bauwerks
- $T_1$ : Grundschnitzzeit des Bauwerks in der betrachteten Richtung
- $\gamma_f$ : Bedeutungsfaktor
- $a_{gd}$ : Bemessungswert der Bodenbeschleunigung
- $S$ : Baugrundparameter des Bemessungsspektrums
- $g$ : Erdbeschleunigung

Die Formel (48) beruht auf dem Prinzip der Stockwerkantwortspektren. Sie berücksichtigt die Amplifikation der Bauwerksschwingungen über die Gebäudehöhe und die Resonanz zwischen nicht tragendem Bauteil und Bauwerk. Gegenüber der Bodenbeschleunigung ergibt Formel (48) eine maximale Amplifikation um einen Faktor 4.

Für den Verhaltensbeiwert des nicht tragenden Bauteils ist bei geringem Verformungsvermögen  $q_a = 1,0$  und in den übrigen Fällen  $q_a = 2,0$  anzusetzen. In Tabelle 29 der Norm SIA 261 sind Beispiele dazu aufgeführt.

#### 3.3 Massnahmen

Neben einer ausreichenden Befestigung des nicht tragenden Bauteils ist die Anordnung von Fugen zwischen Tragwerk und nicht tragendem Bauteil die wichtigste konstruktive Massnahme. Die Fugen müssen genügend dick sein, damit sich das Tragwerk ungehindert verformen kann. Das Fugenmaterial muss zusammendrückbar sein [Bachmann 02].

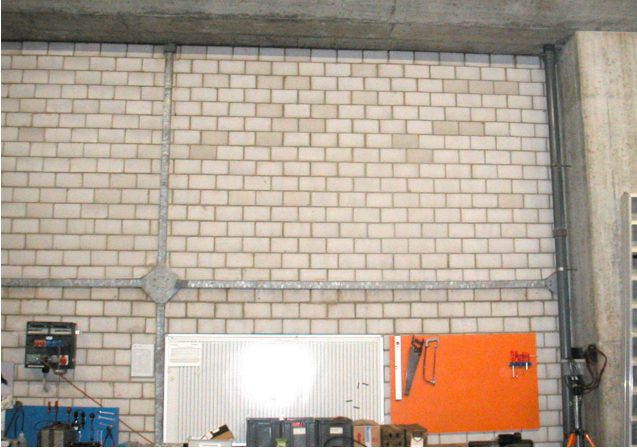


Abb. 3: Unbewehrtes Mauerwerk quer zur Wandebene gehalten und mit Fugen vom Tragwerk trennen

Unbewehrte Mauerwerkswände müssen quer zur Wandebene gehalten sein, damit sie unter Erdbebeneinwirkung nicht umkippen. Abbildung 3 zeigt eine relativ hohe unbewehrte Mauerwerkswand, die durch horizontale und vertikale Stahlprofile gehalten wird.

## 4 ANLAGEN

### 4.1 Schadenbilder

Typische Schadenbilder von Anlagen zeigen umgestürzte Schränke, Apparate, Maschinen und Laboreinrichtungen sowie abgerissene Leitungen. In Abbildung 3 sind mehrere Reihen von Spinnmaschinen nach dem Erdbeben von Adana-Ceyhan in der Süd-Türkei im Jahre 1998 umgestürzt.



Abb. 4: Umgestürzte Spinnmaschinen beim Erdbeben von Adana-Ceyhan, Türkei 1998

### 4.2 Normenbestimmungen

In der Norm SIA 261 befinden sich keine besonderen Bestimmungen für Anlagen. Die Bestimmungen für nicht tragende Bauteile sind sinngemäss anzuwenden. Die Verankerung einer Anlage sowie die Anlage selbst ist für die horizontale Erdbebeneinwirkung  $F_a$  gemäss Formel (48) der Norm SIA 261 auszulegen. Bei Anlagen die zu einem Bauwerk der BWK III gehören ist auch die Gebrauchstauglichkeit der Anlage nachzuweisen.

### 4.3 Massnahmen

Wichtig ist eine gute Verankerung der Anlagen für horizontale Kräfte. Dies gilt insbesondere für massige Objekte wie Boiler. Als Alternative können Apparate auch seismisch isoliert werden, indem sie auf horizontal weiche Lager gestellt werden. Rohrleitungen müssen differentielle Verschiebungen ertragen können, z.B. durch die Verwendung von duktilem Leitungsmaterial oder beweglichen Muffen.

Bei Serienprodukten ist oft ein dynamischer Versuch auf einem Rütteltisch zweckmässig. In Abbildung 5 wird ein Küchenschrank-Schliessmechanismus für Japan auf dem Rütteltisch getestet.

Für die Erdbebensicherheit einer Anlage ist auch das Tragwerksverhalten der Gebäudehülle wichtig. Ein weiches Tragwerk reduziert die Erdbebenkräfte auf die Anlage, vergrössert aber die Verformungen. Umgekehrt werden bei einem steifen Tragwerk die Kräfte auf die Anlage stark erhöht, aber die Verformungen reduziert.



Abb. 5: Typenprüfung eines Küchenschrank-Schliessmechanismus für Japan auf dem Rütteltisch der Sulzer Innotec in Winterthur

## 5 LITERATUR

Bachmann, H. (2002). *Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden*. Richtlinie des BWG, Bundesamt für Wasser und Geologie, Bern.

Bachmann, H. et al. (2002). *Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden*. Dokumentation D 0171, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 160 (1989), Norm SIA 160: *Einwirkungen auf Tragwerke*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 261 (2003), Norm SIA 261: *Einwirkungen auf Tragwerke*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Wenk T. & Lestuzzi P. (2003), Erdbeben. Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Einwirkungen auf Tragwerk. *Dokumentation D 0181: Einführung in die Normen SIA 260 und 261*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

# Merkblatt SIA 2018

## "Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben"

Ehrfried Kölz  
Risk&Safety AG, Gipf-Oberfrick

### 1 AUSGANGSLAGE

Fortschrittliche Erdbebenbestimmungen finden sich im Normenwerk des SIA erst ab 1989 (Norm SIA 160, Ausgabe 1989). Seit 2003 sind nun Tragwerksnormen in Kraft (SIA 260 bis 267) welche Erdbebenbestimmungen enthalten, die den Ansprüchen der Eurocodes gerecht werden. Ca. 90% des Gebäudebestandes der Schweiz sind vor 1989 erstellt worden. D.h. bei diesen Bauwerken erfolgte die Projektierung, ohne dass der Gefahr Erdbeben gebührend Rechnung getragen wurde. Die Erdbebensicherheit dieser Gebäude ist daher unbekannt, solange keine explizite Überprüfung des Gebäudes bezüglich Erdbeben erfolgt.

#### Altersstruktur der Gebäude

- **70% der Gebäude sind älter als 35 Jahre**  
**90% der Gebäude sind älter als 15 Jahre**

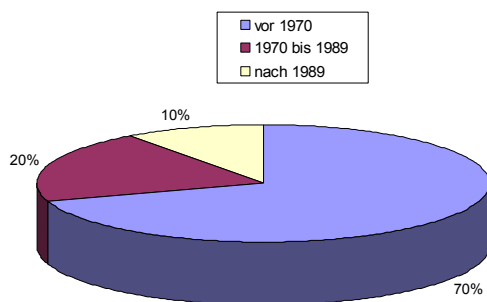


Abbildung 1: Altersstruktur der Schweizer Gebäude

Seit dem Bestehen der Norm SIA 160, Ausgabe 1989 war die Beurteilung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Gebäudes immer eine kontroversiell behandelte Angelegenheit. Die Positionen reichten von der Beurteilung entsprechend der Massstäbe für Neubauten bis hin zur Ignoranz der Erdbebengefahr.

Ebenso wurde in der Praxis mit bestehenden Bauten verfahren.

In vielen Fällen konnte die Erdbebensicherheit in Bezug auf die Norm SIA 160, Ausgabe 1989, nicht nachgewiesen werden. Die Situation hat sich mit der Einführung der aktuellen Normengeneration noch einmal wesentlich verschärft. Da die Erdbebensicherung bestehender Bauten mit einigem Aufwand verbunden ist, hat der SIA mit dem Merkblatt 2018 "Überprüfung bestehender Gebäude in Bezug auf Erdbeben" einheitliche Regeln herausgegeben.

### 2 ZIELSETZUNG

Ausgangspunkt ist ein Gebäude, das noch vor Inkrafttreten der Normen SIA 260 bis 267, Ausgabe 2003 projektiert wurde und dessen Erdbebensicherheit überprüft werden soll. Für diese Situation soll eine verbindliche Grundlage geschaffen werden. Die Aspekte von Sicherheit, Kosten und Verhältnismässigkeit sollen berücksichtigt werden. Moderne Methoden der Beurteilung des Erdbebenverhaltens sind zu integrieren und sollen die treffende Beurteilung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Gebäudes gewährleisten.

Wesentliche Elemente des Merkblatts sind demzufolge

- die Zustandserfassung
- die Risiko-orientierte Beurteilung der Erdbebensicherheit
- die Massnahmenempfehlung

### 3 ZUSTANDSERFASSUNG

Die Zustandserfassung besteht im Wesentlichen aus der Untersuchung der Erdbebensicherheit gemäss den neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis 267.

Im Merkblatt finden sich Ergänzungen zur Erdbeeinwirkung, der Tragwerksanalyse und der Tragfähigkeit, die den Besonderheiten bei bestehenden Bauwerken besser gerecht werden.

### 3.1 Kraftbasierte und verformungsbasierte Berechnungsverfahren

Die Tragsicherheit kann anhand des kraftbasierten Verfahrens als auch anhand des verformungsbasierten Verfahrens untersucht werden. Das kraftbasierte Verfahren entspricht grundsätzlich dem Vorgehen auf Basis der Norm SIA 261 mit dem Verhaltensbeiwert  $q$ . Die Untersuchung erfolgt auf Bemessungsniveau.

Das verformungsbasierte Verfahren wird im Merkblatt für bestehende Bauten erstmals normiert. Explizit ausgeführt sind die Grundlagen für die Untersuchung von Stahlbetonbauten. Für andere Bauweisen sind verschiedene Hinweise angegeben. Das verformungsbasierte Verfahren ist nur bei verformungsfähigen Tragwerken anwendbar. Die Untersuchung erfolgt mit charakteristischen Baustoffeigenschaften. Ausgangspunkt für das verformungsbasierte Verfahren sind elastische Bemessungsspektren der Verschiebung (siehe Abbildung 2).

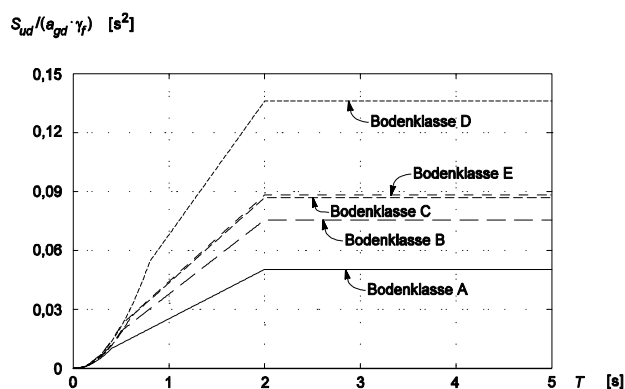


Abbildung 2: Elastische Bemessungsspektren der Verschiebung

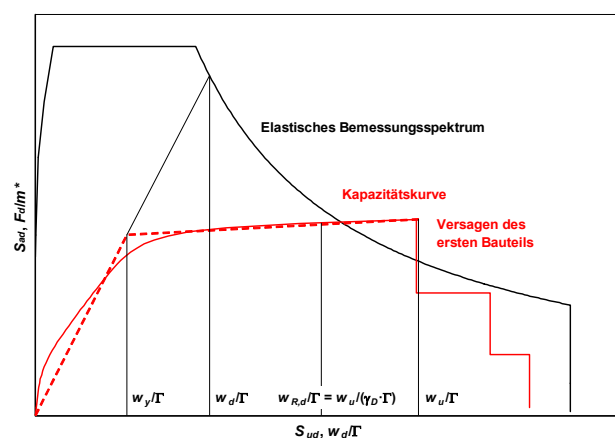


Abbildung 3: Elastisches Bemessungsspektrum und Kapazitätskurve

Beim verformungsbasierten Verfahren wird das Verschiebungsvermögen eines Tragwerks mit dem Verschiebungsbedarf aus der normgemässen Einwirkung verglichen. In der Abbildung 3 ist die Situation dargestellt mit einem elastischen Bemessungsspektrum, welches zusammen mit der Periode des Tragwerks den Verschiebungsbedarf definiert und einer auf modale Grössen normierten Kapazitätskurve, welche das Verformungsvermögen eines Tragwerks abbildet.

### 3.2 Verformungsfähige und beschränkt verformungsfähige Tragwerke

In der Untersuchung der Tragwerke wird zwischen verformungsfähig und beschränkt verformungsfähig unterschieden.

Verformungsfähige Tragwerke sind solche, deren tragende Bauteile ein zyklisch-plastisch stabiles Verformungsverhalten aufweisen und bei welchen ein sprödes Versagen ausgeschlossen werden kann. Tragwerke, die den Bestimmungen für duktilen Verhalten gemäss den Normen SIA 262 bis 266 entsprechen, gelten als verformungsfähig. Verformungsfähige Tragwerke können anhand des kräftebasierten oder des verformungsbasierten Verfahrens untersucht werden.

Beschränkt verformungsfähige Tragwerke können nur anhand des kräftebasierten Verfahrens untersucht werden.

### 3.3 Gebrauchsverhalten

In der Beurteilung des Gebrauchsverhaltens ist gleich vorzugehen wie bei Neubauten. Für die Bauwerksklassen I und II ist kein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erforderlich.

Für die Bauwerksklasse III ist ein Nachweis erforderlich bei dem 50% jenes Wertes der Erdbebeneinwirkung anzusetzen sind, der für den Tragsicherheitsnachweis erforderlich ist.

### 3.4 Baustoffe

Eine wesentliche Frage im Zusammenhang mit der rechnerischen Überprüfung bestehender Bauwerke bezieht sich auf die treffende Erfassung der mechanischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe. Im Merkblatt finden sich im Anhang umfangreiche Angaben vorwiegend zu charakteristischen Werten und zu Bemessungswerten von mechanischen Baustoffeigenschaften für Beton, Betonstahl, Mauerwerk und Baustahl.



## 4 BEURTEILUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT

### 4.1 Rechnerische Beurteilung

Die Beurteilung der Erdbebensicherheit erfolgt Risiko-basiert. Zentrales Element in der rechnerischen Beurteilung der Erdbebensicherheit ist der sogenannte Erfüllungsfaktor. Der Erfüllungsfaktor  $\alpha_{eff}$  bestimmt sich aus einem Vergleich der normengemässen Auswirkungen mit dem normengemässen Widerstand bzw. dem normengemässen Verformungsvermögen.

Kraftbasierte Tragsicherheitsbeurteilung:

$$\alpha_{eff} = \frac{R_d}{E_d} \quad (1)$$

$R_d$  Bemessungswert des Tragwiderstandes  
 $E_d$  Bemessungswert der Auswirkung

Verformungsbasierte Tragsicherheitsbeurteilung:

$$\alpha_{eff} = \frac{w_{R,d}}{w_d} \quad (2)$$

$w_{R,d}$  Verschiebungsvermögen  
 $w_d$  Zielverschiebung

Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit:

$$\alpha_{eff} = \frac{C_d}{w_d(0,5 \cdot A_d)} \quad (3)$$

$C_d$  Bemessungswert einer Gebrauchsgrenze  
 $A_d$  Bemessungswert einer aussergewöhnlichen Einwirkung

Die Erdbebensicherheit wird beurteilt, indem der ermittelte Erfüllungsfaktor mit den sogenannten Reduktionsfaktoren  $\alpha_{min}$  und  $\alpha_{adm}$  gemäss der Abbildung verglichen wird.

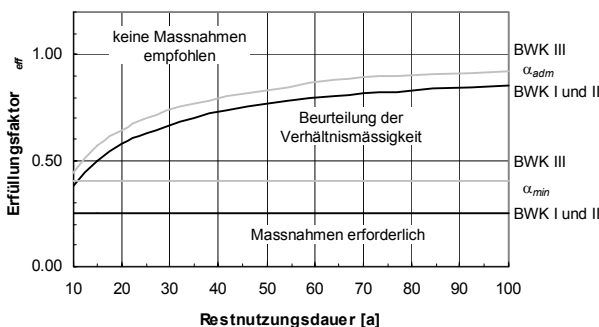


Abbildung 4: Beurteilung der Erdbebensicherheit

Mögliche Situationen:

$\alpha_{eff} < \alpha_{min}$ : Massnahmen sind grundsätzlich erforderlich, um minimale Sicherheitsansprüche zu befriedigen.

$\alpha_{min} \leq \alpha_{eff} < \alpha_{adm}$ : In dieser Situation ist die Verhältnismässigkeit von Massnahmenkosten und Risikoreduktion zu überprüfen.

$\alpha_{adm} \leq \alpha_{eff}$ : In dieser Situation sind keine Massnahmen empfohlen, weil diese in der Regel nicht verhältnismässig sind.

### 4.2 Konzeptionelle und konstruktive Beurteilung

Der konzeptionellen Gestaltung und der konstruktiven Durchbildung von Tragwerken ist besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Sofern die Bedingungen der Norm SIA 261 nicht eingehalten sind, so ist den konzeptionellen und konstruktiven Aspekten durch verfeinerte Berechnungsmodelle Rechnung zu tragen. Wo dies nicht möglich ist, sind qualitative Überlegungen anzustellen.

### 4.3 Ermittlung der Verhältnismässigkeit

Die Personenrisiken sind der zentrale Aspekt bei der Beurteilung der Verhältnismässigkeit.

Zunächst ist sicher zu stellen, dass das Individualrisiko akzeptierbar ist. Dies ist der Fall wenn die Todesfallwahrscheinlichkeit für einen einzelnen Menschen in einem bestimmten Gebäude kleiner als  $10^{-5}$  pro Jahr ist.

Die quantitative Beurteilung der Verhältnismässigkeit erfolgt mit Hilfe der so genannten Rettungskosten.

$$RK_M = \frac{SK_M}{\Delta R_M} \quad (4)$$

Die Rettungskosten sind der Quotient aus den auf ein Jahr bezogenen Sicherheitskosten einer Massnahme  $SK_M$  und der auf ein Jahr bezogenen Reduktion des Personenrisikos. Die Rettungskosten werden folglich angegeben in Franken pro gerettetes Menschenleben.

Das Merkblatt enthält die benötigten Grundlagen zu Ermittlung der Sicherheitskosten einer Massnahme und der Risikoreduktion (siehe Abbildung 5).

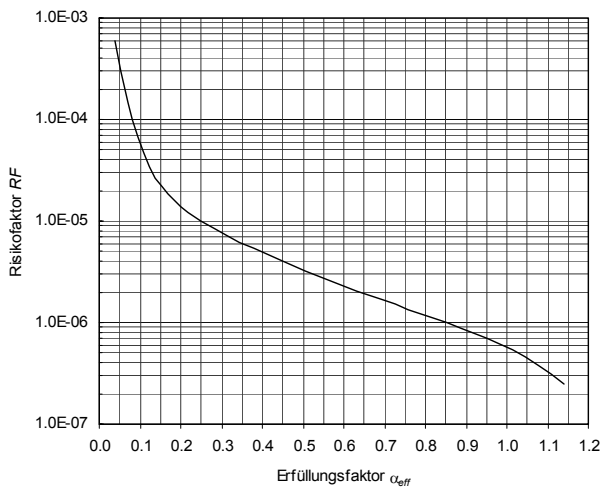


Abbildung 5: Risikofaktoren zur Berechnung der Risikoreduktion

Dort wo neben den möglichen Personenschäden andere Schadenarten eine wesentliche Rolle spielen, ist eine erweiterte Rettungskostenformel angegeben. Natürlich sind in solchen Fällen weitergehende Untersuchungen nötig.

#### 4.4 Beurteilungskriterien

Erdbebensicherungsmaßnahmen die zu Rettungskosten führen, die kleiner sind als 10 Mio. Franken pro gerettetes Menschenleben, gelten als verhältnismässig.

Erdbebensicherungsmaßnahmen, die zu Rettungskosten führen, die kleiner sind als 100 Mio. Franken pro gerettetes Menschenleben, gelten als zumutbar.

### 5 MASSNAHMENEMPFEHLUNG

Die Massnahmenempfehlung richtet sich nach den Grundsätzen der Empfehlung SIA 162/5. Im Vordergrund stehen bauliche Massnahmen. Durch eine Umnutzung (z.B. Veranstaltungsraum in ein Lager) kann das Personenrisiko und damit die Verhältnismässigkeit massgeblich beeinflusst werden. Die Verhältnismässigkeit von Massnahmen wird wesentlich verbessert, wenn die Massnahmen z.B. im Rahmen einer Instandsetzung ergriffen werden, so dass die Kosten für die Wiedernutzbarmachung und andere Zusatzkosten nicht oder nur teilweise der Erdbebensicherung angelastet werden müssen.

#### 5.1 Massnahmen zur Erreichung des normgemässen Zustandes

Grundsätzlich werden Massnahmen zur Erreichung des normgemässen Zustandes empfohlen. Solche

Massnahmen sind zu ergreifen, wenn sie verhältnismässig sind.

#### 5.2 Massnahmen zur Annäherung des normgemässen Zustandes

Finden sich keine verhältnismässigen Massnahmen zur Erreichung des normgemässen Zustandes, so ist dieser so weit anzunähern wie es verhältnismässig ist.

Sind die Anforderungen bezüglich des Individualrisikos nicht erfüllt und finden sich keine verhältnismässigen Massnahmen, so ist zumindest  $\alpha_{min}$  anzustreben, wenn dies mit zumutbaren Massnahmen möglich ist.

### 6 LITERATUR

Merkblatt SIA 2018: "Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben". Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 2004, in Vorbereitung

Normen SIA 260-261: verschiedene Normen zur Projektierung von Bauwerken, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 2003

Norm SIA 160: "Belastungsannahmen, Inbetriebnahme und Überwachung der Bauten". Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 1970

Norm SIA 160: "Norm SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke". Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 1989

Empfehlung SIA 162/5: "Erhaltung von Betontragwerken". Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 1997

Schneider, J.: "Sicherheit im Bauwesen". Verlag der Fachvereine vdf, 2. Auflage, Zürich 1996

Schneider, J.: "Risiken abschätzen und Prioritäten setzen". Dokumentation SIA D0162: "Erdbebenvorsorge in der Schweiz", Zürich 2000

Seiler et al.: "Risk Based Regulation (RBR) Ein taugliches Konzept für das Sicherheitsrecht?". Schweizerischer Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung, 1999

Stiefel, U. und Schneider, J.: "Was kostet Sicherheit?"; Schweizer Ingenieur und Architekt, 47, 1985

