Dokumentation

D 0211

sia

Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben

Einführung in das Merkblatt SIA 2018

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers and
architects



Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben

Einführung in das Merkblatt SIA 2018

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-8039 zürich
www.sia.ch

SIA
Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
Selnaustrasse 16, Postfach, 8039 Zürich

Umschlagsphoto: Thomas Wenk, Zürich

Druck: Sihldruck Stulz AG, Oberrieden
Auflage: 700 Exemplare

ISBN 3-908483-94-8
Dokumentation SIA D 0211
Einführung in das Merkblatt SIA 2018:
Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben

Copyright © 2005 by SIA Zürich

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

Herausgeber

Alessandro Dazio	ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik, Wolfgang-Pauli-Strasse 15, CH-8093 Zürich
Thomas Wenk	Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Gehrenholz H2, Postfach 6063, CH-8023 Zürich

Zielsetzung

Im Kurs wird das Merkblatt SIA 2018 *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben* vorgestellt, das Ende 2004 als Ergänzung zu den Erdbebenbestimmungen in den Tragwerksnormen erschienen ist. Wichtige Grundlagen für die risikobasierte Beurteilung der Sicherheit und die Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen werden vermittelt. Einen Schwerpunkt bildet die Behandlung des neuen verformungsbasierten Berechnungsverfahrens für die Überprüfung der Erdbebensicherheit von bestehenden Gebäuden. Der Kurs richtet sich vornehmlich an in der Praxis tätige Ingenieure.

Programm

Dienstag, 15. März 2005

08:45	Öffnung Kurssekretariat, Bezug der Unterlagen	
09:30	Eröffnung des Fortbildungskurses durch den Präsidenten der SGEB	T. Wenk
09:35	Einführung, Grundsätze und Massnahmenempfehlung	T. Vogel
10:15	Einwirkung	T. Wenk
10:45	Kaffeepause	
11:15	Tragwerksanalyse	R. Vogt
11:55	Stahlbeton	A. Dazio
12:35	Mittagessen	
14:00	Mauerwerk	K. Lang
14:30	Baustoffe	R. Bargähr
14:50	Kaffeepause	
15:20	Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit	E. Kölz
16:00	Erdbebenvorsorge des Bundes 2005 - 2008	O. Lateltin
16:20	Gemeinsame Diskussion mit den Referenten	Alle
16:45	Schluss des Kurses	

Referenten

Bargähr Reto	Dipl. Ing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, 8093 Zürich
Dazio Alessandro	Prof. Dr. sc.techn., Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, 8093 Zürich
Kölz Ehrfried	Dipl. Ing. ETH, Risk&Safety AG, Ingenieure in Gemeinschaft, Hofstrasse 17, 5073 Gipf-Oberfrick
Lang Kerstin	Dr. sc.techn., Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG, 8032 Zürich
Lateltin Olivier	Dr. sc.nat., Geologe, Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), 2501 Biel
Vogel Thomas	Prof., Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, 8093 Zürich
Vogt Rudolf	Dr. sc.techn., ACS-Partner AG, dipl. Bauingenieure ETH/USIC, 8050 Zürich
Wenk Thomas	Dr. sc.techn., Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Postfach 6063, 8023 Zürich

Inhalt

T. Vogel
Einführung, Grundsätze und Massnahmenempfehlung 1

T. Wenk
Erdbebeneinwirkung 9

R. Vogt
Tragwerksanalyse 17

A. Dazio
Tragfähigkeit von Betonbauten 23

K. Lang und P. Lestuzzi
Mauerwerk 37

R. Bargähr
Baustoffe 45

E. Kölz und B. Duvernay
Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit 53

O. Lateltin
Erdbebenvorsorge des Bundes 2005 - 2008 63

Einführung, Grundsätze und Massnahmenempfehlung

Thomas Vogel
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 EINLEITUNG

Am 1. Januar 2003 traten die neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis 267, die aus dem Projekt SWISSCODES hervorgegangen waren, in Kraft. Nach Ablauf der Übergangsfrist am 30. Juni 2004 wurden die Normen SIA 160, 161, 162, 164 und 177 ausser Kraft gesetzt.

Die Norm SIA 261 (2003) schreibt für Neubauten die Annahme wesentlich höherer Erdbebeneinwirkungen als bisher vor; allerdings können die Bemessungswerte bei entsprechender konstruktiver Ausbildung mit einem grösseren Verhaltensbeiwert reduziert werden (duktiles Tragwerksverhalten). Somit entstehen meist nur geringfügige Mehrkosten.

Für bestehende Tragwerke ist die Situation anders, da keine Bemessung mehr durchgeführt, sondern im Rahmen einer Überprüfung festgestellt wird, ob das Tragwerk die gestellten Anforderungen noch erfüllt. Für die Anforderungen der Tragsicherheit gibt es die Richtlinie SIA 462 (1994), die das Vorgehen festlegt, bezüglich Erdbeben jedoch nur rudimentäre Angaben enthält.

Da die Anforderungen bezüglich Erdbeben mit jeder Normengeneration zugenommen haben, ist bei Bauten, die vor 1989 oder gar vor 1970 erstellt wurden, häufig eine aus heutiger Sicht ungenügende Erdbebensicherheit festzustellen. Andererseits sind nachträgliche Massnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit kostspielig und nur durchsetzbar, wenn sie nicht nur juristisch und technisch, sondern auch ethisch und wirtschaftlich begründet werden können.

2 PROJEKTABLAUF

Angesichts der geschilderten Ausgangslage galt es, wenn möglich bereits bei Ablauf der Übergangsfrist ein Dokument verfügbar zu haben, das den projektierenden Ingenieuren hilft, bestehende Bauwerke bezüglich Erdbebensicherheit zu beurteilen.

2.1 Arbeitsgruppe

Um das gesteckte Ziel zu erreichen wurde die Arbeitsgruppe SIA 261-1 *Erdbeben bei bestehenden Bauwerken* gebildet, die aus folgenden Mitgliedern bestand:

- Prof. Thomas Vogel, dipl. Ing. ETH, ETH Zürich (Vorsitz)
- Thierry Berset, dipl. Ing. ETH, Kantonale Gebäudeversicherung Freiburg
- Prof. Dr. Alessandro Dazio, dipl. Ing. ETH, ETH Zürich
- Blaise Duvernay, dipl. Ing. ETH, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel
- Ehrfried Kölz, dipl. Ing. ETH, Risk&Safety AG, Gipf-Oberfrick
- Dr. Pierino Lestuzzi, dipl. Ing. ETH, EPF Lausanne
- Dr. Rudolf Vogt, dipl. Ing. ETH, ACS Partner AG, Zürich
- Dr. Thomas Wenk, dipl. Ing. ETH, Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Zürich
- Reto Bargähr, dipl. Ing. ETH, ETH Zürich (Protokoll)

Anfänglich arbeitete auch Prof. Dr. Michael H. Faber von der ETH Zürich mit, musste sich dann aber infolge anderweitiger Beanspruchung zurückziehen.

2.2 Finanzierung

Um die zwangsläufig langen Erarbeitungszeiten von Milizgremien zu verkürzen, wurden analog zum Projekt SWISSCODES gewisse Sachbearbeitungen vergütet. Dies war möglich dank einer grosszügigen Unterstützung durch das Bundesamt für Wasser und Geologie.

Um auch weitere Organisationen einbinden zu können, wurde ein Lenkungsausschuss gebildet. Dort wirkten folgende Organisationen mit:

- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Zürich
- Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Biel

– Interessengemeinschaft privater, professioneller Bauherren (IPB), Zürich
– Schweizerischer Versicherungsverband, Zürich
– Verband Schweizerische Ziegelindustrie (VSZ), Bern
– Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB), Zürich
– Fachgruppe für Erhaltung (FEB) des SIA, Zürich

Eintrittspreis in den Lenkungsausschuss war ein substanzieller, zum Teil auch eher symbolischer Beitrag an die Bearbeitungskosten.

2.3 Erarbeitung

Nachdem Konzept und Aufbau des Merkblatts geklärt waren, wurden die einzelnen Kapitel in kleinen Gruppen erarbeitet und im Plenum diskutiert. Am 12. November 2003 lag der erste Gesamtentwurf vor, so dass die Kapitel koordiniert und Lücken gefüllt werden konnten. Am 6. Mai 2004 wurde der Vernehmlassungsentwurf verabschiedet.

2.4 Probeanwendungen

Parallel zur Erarbeitung wurden die neuen Inhalte auf effektive Überprüfungssituationen angewendet. Gute Dienste lieferten insbesondere folgende bestehende Bauten:

– ein Mehrfamilienhaus in Sion mit Wänden aus Stahlbeton und Mauerwerk, auf das bereits die Normen für Neubauten angewendet worden waren,
– ein Mauerwerksgebäude in Yverdon, für welches insbesondere die verschiedenen Bemessungskonzepte für Mauerwerk angewendet wurden,
– Daten über zwei typische Gebäude der Swiss RE, welche die Konsequenzen des gewählten Konzepts aufzeigten,
– verschiedene Erhaltungsprojekte der ETH Zürich, bei denen alle behandelten Aspekte zum Tragen kamen und die Dringlichkeit einer verbindlichen Regelung evident wurde.

Die Probeanwendungen erfolgten zum Teil als Semester- und Diplomarbeiten an der ETH Zürich und der EPF Lausanne, zum Teil auch indem die jeweils neusten Entwürfe den für die Überprüfung verantwortlichen Ingenieuren zur Verfügung gestellt wurden.

2.5 Vernehmlassung

Die Vernehmlassung wurde am 6. Mai 2004 gestartet und führte zu 25 Eingaben.

Nebst vielen kleinen Verbesserungsvorschlägen, die in der Regel berücksichtigt werden konnten, gab es folgende Hauptkritikpunkte:

– Die unterschiedlich detaillierte Behandlung der verschiedenen Baustoffe, insbesondere beim verformungsbasierten Verfahren
– Das von den Neubauten unterschiedliche Nachweiskonzept für Mauerwerk
– Das verlangte Sicherheitsniveau für die Beschränkung des Individualrisikos, das bei Nichterreichen zwingende Massnahmen zur Folge hat. Dabei wurden sowohl ein höheres als auch ein tieferes Niveau gefordert.
– Das Fehlen von verbindlichen Regeln für die Massnahmenempfehlung und – wo solche vorlagen – deren zwingende Formulierung.

Bei der anschliessenden Überarbeitung konnten viele Kritikpunkte berücksichtigt werden. Alle entscheidenden Schwellenwerte wurden nochmals sorgfältig überprüft unter Berücksichtigung der risikobezogenen und wirtschaftlichen Konsequenzen.

2.6 Genehmigung und Erscheinen

Das Merkblatt wurde am 26. August 2004 von der Zentralkommission für Normen und Ordnungen des SIA (ZNO) genehmigt, mit der Auflage, mit allen noch verbliebenen Einsprechern eine gütliche Einigung zu suchen. Nach Bereinigung der letzten Differenzen mit einem Einsprecher konnte das Merkblatt im Oktober 2004 gedruckt werden, so dass es beim Inkrafttreten am 1. November 2004 zumindest auf Deutsch vorlag.

Die französische Version erschien ebenfalls noch vor Ende 2004.

Damit hat der SIA bewiesen, dass es auch einmal schnell gehen kann. Offensichtlich ist dabei ein gewisser Druck, sei es von der erarbeitenden Arbeitsgruppe oder von ausserhalb, heilsam.

2.7 Fazit

Die gewählte Organisationsform war im Wesentlichen vom Projekt SWISSCODES übernommen, aber für das wesentlich kleinere Projektvolumen angepasst worden. Sie hat sich für ein teilweise fremdfinanziertes Normenprojekt bewährt.

Allerdings ist die Stellung des Lenkungsausschusses zu klären oder anders zu kommunizieren. Soll er auf den Inhalt des Produkts Einfluss nehmen können, indem er dieses formell zu genehmigen hat oder werde seine Mitglieder lediglich als bevorzugt zu bedienende potentielle Einsprecher behandelt.

Auch sollten Projektleitung und Vorsitz des Lenkungsausschusses klar getrennt werden, damit der Projektleiter besser den Standpunkt des erarbeitenden Gremiums einnehmen kann, dem er ja in der Regel vorsteht.

3 DAS MERKBLATT SIA 2018

3.1 Stellung im Normenwerk

Man kann sich fragen, weshalb die Form des Merkblatts gewählt wurde, um eine Materie zu regeln, die an sich Normenstatus verdient.

Der Hauptgrund ist die zeitliche Befristung von Merkblättern, die nach drei Jahren eine Überprüfung der Aktualität und Richtigkeit verlangt.

Juristisch gesehen ist der Unterschied von Norm, Vornorm und Merkblatt nicht von Bedeutung, solange nicht zur selben Materie Vorschriften in Dokumenten mit unterschiedlichem Status bestehen. Auch ein Merkblatt kann Regeln der Technik enthalten und – wenn sich diese bewähren – sogar anerkannte Regeln der Technik (vgl. auch Mafioletti (2004)).

3.2 Aufbau des Merkblatts

Das Merkblatt ist formal wie eine SIA-Norm aufgebaut. Anders als eine Norm enthält es jedoch Kommentare als ergänzende Informationen zum normativen Text. Zur Unterscheidung sind diese kursiv gesetzt und eingerahmt.

Die Gliederung des Merkblatts geht aus Abb. 1 hervor. Die ersten Kapitel entsprechen weitgehend denjenigen einer Tragwerksnorm. Wo immer möglich wird auf die Normen SIA 260 bis 267 verwiesen. Kapitel 9 enthält den Kern des neuen Konzepts und soll in der Folge detaillierter dargestellt werden. Kapitel 10 enthält die Grundlagen dazu und wird in Kölz (2005) detaillierter vorgestellt.

Die normativen Anhänge A bis D enthalten charakteristische Werte und Bemessungswerte von Baustoffen, die nach heute nicht mehrt gültigen Normen spezifiziert wurden. Details dazu siehe Bargähr (2005).

4 ÜBERPRÜFUNG BESTEHENDER GEBÄUDE BEZÜGLICH ERDBEBEN

Eine Überprüfung ist nach Norm SIA 260 (2003) eine bei besonderem Anlass durchgeführte Zustandserfassung und -beurteilung samt Massnahmenempfehlung.

4.1 Anlass einer Überprüfung

Auch der Anlass für eine Überprüfung ist in übergeordneten Dokumenten geregelt.

Die Norm SIA 469 (1997) äussert sich in Ziffer 3 21 3 wie folgt:

"Die Überprüfung ist vor allem dann erforderlich, wenn aufgrund der Überwachung eine ungenügende Sicherheit vermutet oder wenn eine Instandsetzung, Erneuerung, Veränderung oder ein Ersatz des Bauwerks in Erwägung gezogen wird. Eine Überprüfung ist auch bei wesentlichen Nutzungsänderungen erforderlich."

Vorwort

0 Geltungsbereich
1 Verständigung
2 Grundsätze
3 Baustoffe
4 Tragwerksanalyse
5 Einwirkungen
6 Tragfähigkeit von Betonbauten
7 Tragfähigkeit von Mauerwerk
8 Tragfähigkeit von Stahlbauten und Stahl-Beton-Verbundbauten
9 Beurteilung der Erdbebensicherheit und Massnahmenempfehlung
10 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Anhang A Betonbau (normativ)
Anhang B Mauerwerk (normativ)
Anhang C Stahlbau (normativ)
Anhang D Prioritätensetzung (informativ)

Genehmigung und Inkrafttreten

Abb. 1: Gliederung des Merkblatts SIA 2018.

In Richtlinie SIA 462 (1994) steht in Ziffer 2 1 unter dem Titel *Veranlassung*:

"In folgenden Fällen besteht Veranlassung, die Tragsicherheit eines bestehenden Bauwerks zu überprüfen:

- *bei Änderung der Nutzung (veränderte Einwirkungen, veränderte Risiken)*
- *bei Eingriffen am Tragwerk (Veränderung des Tragsystems, Durchbrüche)*
- *bei Feststellung von Schäden am Tragwerk (grobe Risse, grosse Deformationen, Abplatzungen, Korrosion)*
- *bei Feststellung von bedeutenden Baugrundbewegungen (Setzung, Rutschung, Unterspülung)*
- *nach aussergewöhnlichen Einwirkungen (Anprall, Entgleisung, Brand, Explosion, starkes Erdbeben)*
- *falls neue Erkenntnisse dies als angebracht erscheinen lassen."*

In Richtlinie SIA 162/5 (1997) schliesslich, die viele Regelungen enthält, die über die Massivbauweise hinaus gültig sind, ist in Ziffer 2 21 folgende Formulierung zu finden:

"Eine Überprüfung wird veranlasst, wenn bei der Überwachung bedeutende Mängel oder Schäden festgestellt werden oder wenn eine Veränderung des Bauwerks in Erwägung gezogen wird. Auch Nut-

zungsänderungen und aussergewöhnliche Einwirkungen können Anlass für eine Überprüfung sein."

Es gibt also eher zu viele als zu wenige Aussagen zum selben Thema. Alle Formulierungen sind offen abgefasst, d.h. keine bezeichnet Fälle, in denen eine Überprüfung nicht angebracht ist.

Auf Wunsch der Interessengemeinschaft privater, professioneller Bauherren (IPB) wurden unter dem Titel *Prioritätensetzung* in einem informativen Anhang D ein paar Punkte aufgeführt, wie ein Werkeigentümer mit einem grossen Gebäudebestand vorgehen könnte um die bezüglich Erdbeben kritischen Gebäude herauszufiltern. Eine ähnliche Absicht verfolgen BWG (2003a) und BWG (2003b).

4.2 Vorgehen

Das erforderliche Vorgehen ist in Ziffer 2.4 des Merkblatts zusammengefasst und in Abb. 2 dargestellt. Jede Überprüfung hat sowohl rechnerische als auch konzeptionelle und konstruktive Aspekte.

4.2.1 Zustandserfassung

Für die Zustandserfassung werden grundsätzlich dieselben Prinzipien und Verfahren, Einwirkungen und Widerstände wie bei der Projektierung von Neubauten angewendet.

Die Ausdrücke *Bemessung* und *Nachweise* werden jedoch bewusst vermieden. Die entsprechenden Tätigkeiten werden *Bestimmung* von Einwirkungen, Tragfähigkeit, Gebrauchsverhalten etc. genannt, wenn dies rechnerisch geschieht, bzw. *Untersuchung*, wenn es sich um qualitative Aspekte handelt.

4.2.2 Kraft- und verformungsbasiertes Verfahren

Die Tragwerksnormen SIA 260 bis 267 enthalten das kraftbasierte Verfahren, d.h. die Gegenüberstellung von Auswirkungen geschieht in der Form von Schnittgrössen und Widerständen. Das Merkblatt vertieft, präzisiert und modifiziert dieses Verfahren überall dort, wo dies infolge der andersgearteten Aufgabe der Überprüfung gegenüber der Projektierung gerechtfertigt ist.

Die Verformungsfähigkeit eines Tragwerks wird dabei durch die beiden Kategorien *nicht-duktiles* und *duktiles* Tragwerksverhalten berücksichtigt. Für jede Kategorie sind bauweisenabhängige Anforderungen definiert, die zu differenzierten Verhaltensbeiwerten q führen. Diese Zuordnung geschieht nach einfachen Kriterien, ist dadurch relativ grob und enthält versteckte Reserven.

Für bestehende Tragwerke kann es sich lohnen, solche Reserven mit einem erhöhten Rechenaufwand

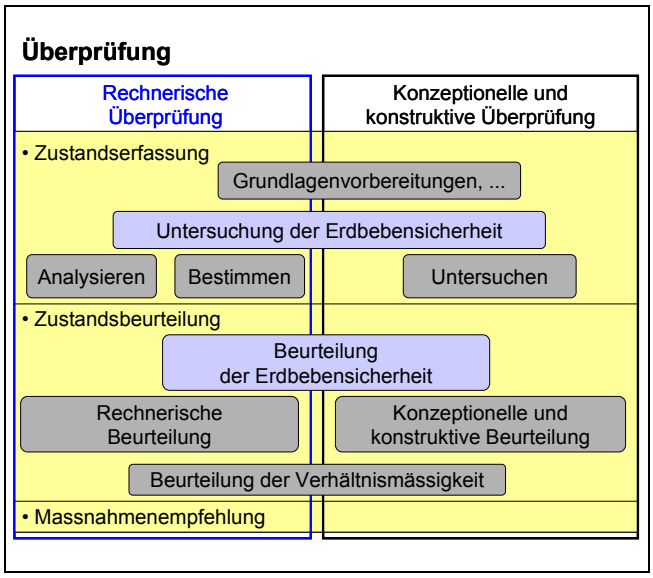


Abb. 2: Begriffe der Überprüfung bezüglich Erdbeben.

zu mobilisieren. Deshalb enthält das Merkblatt zusätzlich ein verformungsbasiertes Verfahren. Die Gegenüberstellung von Auswirkungen geschieht dabei in Form von durch ein Erdbeben erzwungenen Verschiebungen (Zielverschiebung) einerseits und des vorhandenen Verschiebungsvermögens andererseits.

Für Betonbauten ist das verformungsbasierte Verfahren soweit ausgeführt, dass es von kundigen Fachleuten als Alternative angewendet werden kann. Für andere Baustoffe sind zusätzliche Angaben erforderlich, wie sie z. B. in den Entwürfen des Eurocode 8 enthalten sind.

Details dazu enthalten die Beiträge Wenk (2005), Vogt (2005), Dazio (2005) und Lestuzzi (2005).

4.2.3 Erfüllungsfaktor

Ein zentraler Begriff des Merkblatts ist der Erfüllungsfaktor α_{eff}. Er beschreibt, in welchem Mass ein bestehendes Tragwerk die rechnerischen Anforderungen an Neubauten gemäss geltender Norm erfüllt.

Für die rechnerische Beurteilung der Tragsicherheit wird beim kraftbasierten Verfahren nach (1) der Quotient der Bemessungswerte des Tragwiderstands R_d und der zugehörigen Einwirkung E_d gebildet. Beim verformungsbasierten Verfahren wird nach (2) das Verschiebungsvermögen $w_{R,d}$ durch die Zielverschiebung w_d dividiert.

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

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

Für Bauwerke der Bauwerksklasse III, für die auch das Gebrauchsverhalten zu beurteilen ist, heisst die entsprechende Bestimmungsgleichung für den Erfüllungsfaktor:

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

Dabei bezeichnet C_d den Bemessungswert einer Gebrauchsgrenze (z.B. eine horizontale Auslenkung) und für die Bestimmung der Verschiebung w_d ist lediglich die Hälfte des Bemessungswerts der Erdbebeneinwirkung A_d einzusetzen, wie das SIA 260 (2003) in Ziffer 4.4.4.5 ebenfalls festlegt.

Auch für einfache konzeptionelle und konstruktive Beurteilungen kann mit (4) ein Erfüllungsfaktor bestimmt werden, wenn als A_R diejenige Erdbebeneinwirkung eingesetzt wird, die zum Versagen des Bauteils infolge des betrachteten Mangels führt.

$$\alpha_{eff} = \frac{A_R}{A_d} \quad (4)$$

5 BEURTEILUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT

Das Merkblatt SIA 2018 setzt sich zum Ziel, das *Individualrisiko* auf einen akzeptierbar kleinen Wert zu reduzieren und die *Rettungseffizienz* von darüber hinausgehenden Erdbebensicherungsmassnahmen zu gewährleisten.

Vorerst sollen diese beiden Begriffe erläutert werden.

5.1 Individualrisiko

Das Individualrisiko entspricht der Wahrscheinlichkeit, dass eine Einzelperson infolge Erdbeben zu Tode kommt, normiert auf eine Zeitspanne von einem Jahr.

Diese Wahrscheinlichkeit soll, egal wie lange sich diese Person in welchem Gebäude aufhält, auf 10^{-5} pro Jahr beschränkt werden.

Dadurch entsteht eine Anforderung für Gebäude, die unabhängig von der Personenbelegung und der Restnutzungsdauer ist, sondern lediglich davon, in welchem Ausmass das Gebäude einem Erdbeben standhält. Der zugehörige Erfüllungsfaktor ist α_{min} und wird als minimaler Reduktionsfaktor bezeichnet.

Die genannte Wahrscheinlichkeit mag klein sein im Vergleich zu andern Möglichkeiten zu Tode zu kommen. Es ist jedoch zu bedenken, dass Erdbeben einen meist dort treffen, wo man sich sonst am sichersten fühlt, nämlich zu Hause oder an einem anderen vertrauten Ort wie dem Arbeitsplatz. Auch besteht kaum eine Möglichkeit der Gefährdung auszuweichen, wie dies bei andern Naturgefahren der Fall ist. Auch steht der in Kauf zu nehmenden Gefährdung kein entsprechender Nutzen gegenüber, wird doch die Tatsache ein Dach über dem Kopf zu haben kaum als solcher empfunden.

5.2 Rettungseffizienz

Die Rettungseffizienz einer Erdbebensicherungsmassnahme wird ausgedrückt durch deren Rettungskosten RK_M. Diese entsprechen dem statistisch aufzuwendenden Betrag, um ein Menschenleben vor dem Erdbebentod zu retten.

Tiefe Rettungskosten bedeutet, dass die Massnahme effizient ist und deshalb ergriffen werden sollte, hohe hingegen, dass die Massnahme nicht verhältnismässig ist und das Geld besser anderswie oder anderswo in Sicherheitsmassnahmen investiert wird.

Wie die Berechnung der Rettungskosten im Detail geschieht, wird in Kölz (2005) ausführlich behandelt. Vorläufig reicht es, die Einflussparameter aufzuzählen.

Die Rettungskosten sind hoch,
- wenn die vorgesehenen Massnahmen teuer sind und vollständig der Erdbebensicherung angelastet werden müssen,
- wenn der Sicherheitsgewinn klein ist,
- wenn von der Massnahme wenige Leute profitieren,
- wenn die Kosten der Massnahmen über eine kurze Zeit abgeschrieben werden müssen.

Anders herum ergeben sich tiefe Rettungskosten,
- wenn gewisse Kosten der Massnahmen z.B. im Rahmen einer Instandsetzung oder Veränderung auch andern Kostenstellen zugewiesen werden können,
- wenn das Gebäude eine hohe Personenbelegung aufweist,
- wenn eine lange Restnutzungsdauer angesetzt werden kann.

5.3 Verhältnismässigkeit

Der Begriff der Verhältnismässigkeit wird sowohl umgangssprachlich als auch rechtlich in verschiedenem Zusammenhang angewendet. Er drückt ein Abwägen zwischen verschiedenen Interessen oder Zielen aus.

So findet sich der Begriff bereits in der Bundesverfassung als ein Grundsatz rechtsstaatlichen Handelns (SR (2005) SR 101, Art. 5). Im Bundesgesetz über den Binnenmarkt (SR (2005) SR 943.02, Art. 3) wird er mit qualitativen Kriterien umschrieben und nach der Verordnung über die Lärmsanierung der Eisenbahnen (SR (2005) SR 742.144.1, Art. 20) lässt sich eine Verhältnismässigkeit berechnen.

In diesem Sinne wird die Verhältnismässigkeit auch bei der Erdbebensicherheit verwendet. Als verhältnismässig gilt eine Erdbebensicherungsmassnahme, wenn die Rettungskosten RK_M unter 10 Mio. Franken pro gerettetes Menschenleben liegen (*Ziffer 10.5.1*).

5.4 Rechnerische Beurteilung

Damit sind die Grundlagen gegeben für die rechnerische Beurteilung der Erdbebensicherheit.

Damit das Individualrisiko genügend klein ist, muss $\alpha_{eff} \geq \alpha_{min}$ gelten, andernfalls sind Massnahmen erforderlich. Der minimale Reduktionsfaktor beträgt für die Bauwerksklassen I und II α_{min} = 0,25. Für die Bauwerksklasse III gilt α_{min} = 0,40, so dass implizit auch minimale Anforderungen an die Verfügbarkeit von Bauten und Anlagen gegeben sind.

Für $\alpha_{min} < \alpha_{eff} < 1{,}0$ ist grundsätzlich die Verhältnismässigkeit der geplanten Massnahmen zu belegen. Da für kurze Restnutzungsdauern und Erfüllungsfaktoren nahe bei 1,0 die Verhältnismässigkeit eigentlich nie gegeben ist, wurde mit dem zulässigen Reduktionsfaktor α_{adm} ein zweiter Schwellenwert definiert. Er grenzt den Bereich ab, bei dem der Nachweis der Verhältnismässigkeit in der Regel nicht erbracht werden kann und deshalb auch nicht verlangt wird. α_{adm} ist von der Restnutzungsdauer abhängig und wurde für die Bauwerksklassen I und II mit den folgenden Annahmen bestimmt:

- Dicht belegtes Gebäude mittlerer Grösse (PB = 200 Personen)
- Kleine Interventionskosten (SIC_M = 100'000 sFr.)
- Massnahmen gerade noch verhältnismässig.

Aus diesen Überlegungen ergibt sich Abb. 3, die der Figur 6 des Merkblatts entspricht.

6 MASSNAHMENEMPFEHLUNG

Die Grundlage für die Massnahmenempfehlung ist bereits durch Abb. 3 gegeben. Es bleiben jedoch zwei weitere Fragen zu klären, nämlich:

- Wenn Massnahmen grundsätzlich zu ergreifen sind, muss dann zwingend der normengemässe Zustand erreicht werden?
- Wie weit sind Massnahmen zu treffen, wenn sie zwar auf Grund des tiefen Erfüllungsfaktors zwingend, aber bei weitem nicht mehr verhältnismässig sind?

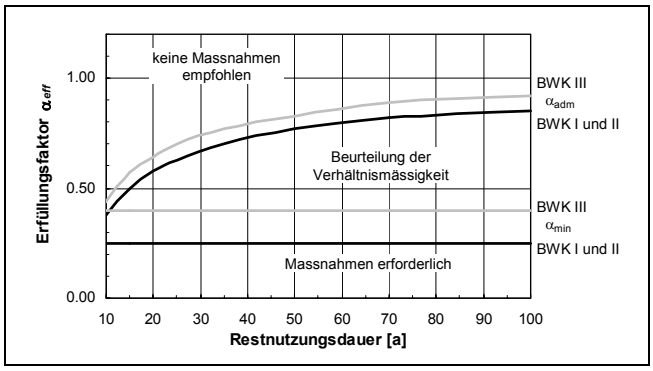


Abb. 3: Grundsätzliche Bereiche von α_{eff} bezüglich der Schwellenwerte α_{min} und α_{adm} abhängig von der Restnutzungsdauer.

6.1 Erreichung des und Annäherung an den normengemässen Zustand

Vorerst wird α_{int} eingeführt als erreichter Erfüllungsfaktor nach ausgeführten Massnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit.

Das Erreichen des normengemässen Zustandes bedeutet somit $\alpha_{int} \geq 1{,}0$, die Annäherung an den normengemässen Zustand $\alpha_{int} < 1{,}0$.

Grundsätzlich ist ein normengemässer Zustand für Neubauten nach den Tragwerksnormen SIA 260 bis 266 anzustreben. Wenn die Verhältnismässigkeit von Massnahmen zur Erreichung des normengemässen Zustandes gegeben ist, sind solche zu ergreifen (*Ziffer 9.3.2*).

Wird α_{int} = 1,0 nicht erreicht, spricht man von Teilmassnahmen. Im Vordergrund steht das Beheben von groben konzeptionellen und konstruktiven Mängeln und das Anheben der kleinsten Erfüllungsfaktoren α_{eff}.

Wenn auf Grund der Verhältnismässigkeit das Erreichen eines normengemässen Zustandes als nicht effizient betrachtet wird, sind zumindest die am weitesten gehenden Teilmassnahmen, die noch verhältnismässig sind, zu ergreifen (*Ziffer 9.3.3*).

Diese Forderung soll an einem Beispiel erläutert werden: Tabelle 1 enthält Zahlenwerte einer fiktiven aber typischen Erhaltungssituation. Mit dem Erfüllungsfaktor α_{eff}, der Restnutzungsdauer n und der Personenbelegung PB ist das Problem genügend definiert. Die graue Kurve in Abb. 4 zeigt, welche Sicherheitskosten bei gegebenem α_{int} gerade noch verhältnismässig sind.

Jede Erhaltungsmassnahme enthält einen hohen Anteil an fixen Kosten. Die variablen Kosten, die von den vorausgesetzten Einwirkungen und damit dem erreichtem Erfüllungsfaktor α_{int} abhängig sind, sind im Vergleich dazu gering. Irgendeinmal ist jedoch das Verbesserungspotential einer Massnahme erschöpft, in der Regel dann, wenn ein anderes Bauteil, das bis

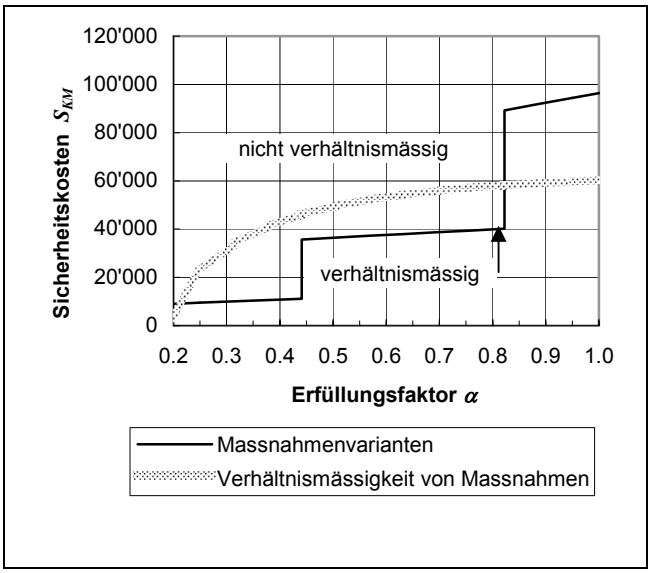


Abb. 4: Kosten dreier Massnahmenvarianten verglichen mit den verhältnismässigen Sicherheitskosten.

anhin nicht angerührt wurde, massgebend wird. Wie Abb. 4 zeigt, steigen die Sicherheitskosten deshalb nicht kontinuierlich sondern stufenweise. Verhältnismässig wäre im Beispiel somit das Ausführen der Variante 2 mit sicherheitsbezogenen Investitionskosten von 900'000 sFr., womit α_{int} = 0,82 erreicht werden könnte.

Schritt	Symbol	Wert
Basisdaten	α_{eff}	0,19
	n	30 Jahre
	PB	400 Personen
Variante 1	SIK_M	200'000 … 250'000 sFr.
	α_{int}	>0,19 … 0, 44
Variante 2	SIK_M	800'000 … 900'000 sFr.
	α_{int}	>0,44 … 0,82
Variante 3	SIK_M	2'000'000 … 2'400'000 sFr.
	α_{int}	>0,82 … 1,00

Tabelle 1: Daten einer fiktiven Erhaltungssituation.

6.2 Zumutbarkeit

An sich sind Massnahmen zwingend zu ergreifen, wenn $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$ ist. Es kann jedoch Situationen geben, z.B. bei Gebäuden, die nur gelegentlich von Personen betreten werden, in denen solche Massnahmen sehr aufwendig sind, ohne dass sie die Rettungseffizienz wesentlich verbessern. Für solche Fälle wurde der Begriff der Zumutbarkeit hinzugezogen.

Auch dieser Begriff wird nicht nur umgangssprachlich, sondern auch rechtlich verwendet. Nach Brockhaus (1999) bedeutet Zumutbarkeit im rechtlichen Sinn "*die Angemessenheit einer Anforderung an ein bestimmtes Verhalten*". So spricht das Gewässerschutzgesetz von zumutbar im Zusammenhang mit der Anschlusspflicht an öffentliche Kanalisationen und mit der Kontrolle von Dotierwassermengen (SR (2005) SR 814.20, Art. 11 und 36). Besser bekannt in der breiten Öffentlichkeit ist die zumutbare Arbeit für Arbeitslose gemäss Arbeitslosenversicherungsgesetz (SR (2005) SR 837.02, Art. 16).

In jedem Fall bedeutet zumutbar, dass jemandem eine Pflicht auferlegt ist, die über das hinausgeht, was er von sich aus übernehmen würde (eine Zumutung), die aber trotzdem im Rahmen der Vernunft begrenzt bleibt.

Als zumutbar gilt eine Erdbebensicherungsmassnahme, wenn die Rettungskosten RK_M unter 100 Mio. Franken pro gerettetes Menschenleben liegen (*Ziffer 10.5.2*).

Sind die Aufwendungen zum Erreichen eines akzeptierbaren Individualrisikos nicht zumutbar, so ist dieses mit betrieblichen Massnahmen zumindest auf wenige Personen und/oder kurze Expositionszeiten zu beschränken. (*Ziffer 9.3.3.5*). Dies kann z.B. bedeuten, dass die Personenbelegung auch kurzfristig einen vorgegebenen Wert nicht überschreiten darf oder generell möglichst niedrig gehalten wird.

7 AUSBLICK

Wie einleitend bereits dargestellt, entspricht das Merkblatt einem dringenden Bedürfnis und wird deshalb bereits weit herum angewendet. Nebst dem Einführungskurs der sich primär an projektierende Ingenieure richtet, ist auch ein Kurs für Bauherren und Architekten geplant, der mehr übergeordnete Fragen abdecken soll.

Bereits die ZNO hat zur Auflage gemacht, dass die Kommission für Tragwerksnormen (KTN) die Einführungsphase begleitet, damit nach Ablauf der Geltungsdauer des Merkblatts auch auswertbare Erfahrungen vorliegen. Die KTN hat diese Aufgabe der Normenkommission SIA 261 *Auswirkungen auf Tragwerke* übertragen. Diese wird eine Begleitgruppe bilden, die nebst projektierenden Ingenieuren auch Bauherrenvertreter und Architekten umfassen soll.

Ob nach Ablauf der Geltungsdauer eine Verlängerung, eine Revision oder die Überführung ins übergeordnete Normenwerk erfolgt, kann heute noch nicht beurteilt werden. Die normativen Anhänge A bis C mit den charakteristischen Werten und den Bemessungswerten der Baustoffe nach alten Normen könn-

ten problemlos in eine allgemeine oder in bauweisenspezifische Erhaltungsnormen übernommen werden.

Das Nachweiskonzept mit absoluten Minimalanforderungen einerseits und den Kriterien von Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit andererseits hat das Potential für andere seltene oder aussergewöhnliche Einwirkungen übernommen zu werden.

8 LITERATUR

Verweise auf das Merkblatt SIA 2018 erfolgen lediglich durch die kursiv gesetzte Ziffer.

Bargähr, R. (2005), Baustoffe, in: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018*, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Brockhaus (1999), Die Enzyklopädie in 24 Bänden, 20. überarbeitete und aktualisierte Auflage, Brockhaus, Leipzig.

BWG (2003a), Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude, Konzept und Richtlinie für die erste Stufe, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.

BWG (2003b), Richtlinie zur Erdbebenüberprüfung bestehender Gebäude, Stufe 2, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.

Dazio, A. (2005), Tragfähigkeit von Betonbauten, in: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018*, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Kölz, E. (2005), Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit, in: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018*, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Lestuzzi, P. (2005), Mauerwerk, in: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018*, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Mafioletti, W. (2004), Verbindlichkeit von Normen und Merkblättern, tec21 Nr. 41, 8. Oktober 2004, 34-35.

SIA 162/5 (1997) Erhaltung von Betontragwerken, Empfehlung, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA 260 (2003), Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Norm, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA 261 (2003), Einwirkungen auf Tragwerke, Norm, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA 462 (1994) Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke, Richtlinie, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA 469 (1997), Erhaltung von Bauwerken, Norm, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SR (2005), Systematische Sammlung des Bundesrechts, http://www.admin.ch/ch/d/sr/sr.html

Vogt, R. (2005), Tragwerksanalyse, in: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018*, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Wenk, T. (2005), Einwirkung, in: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018*, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Erdbebeneinwirkung

Thomas Wenk
Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Zürich

1 EINLEITUNG

Grundsätzlich ist die Erdbebeneinwirkung für bestehende Bauwerke gleich wie für neue. Bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Bauwerkes ist jedoch in der Regel ein grösserer Berechnungsaufwand gerechtfertigt und dieser kann auch eine aufwendigere Bestimmung der Erdbebeneinwirkung umfassen, wenn damit auf eine kostspielige Ertüchtigung verzichtet werden kann. Dies bedeutet praktisch, dass Vereinfachungen und Schematisierungen, wie z.B. die Einteilung in Erdbebenzonen und Baugrundklassen, für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung gemäss der Norm SIA 261 hinterfragt werden sollten mit dem Ziel, allgemein gültige, konservative Normwerte durch raffiniertere Untersuchungen im Einzelfall zu ersetzen.

Eine weitere Besonderheit bei bestehenden Bauwerken ist die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung für das verformungsbasierte Berechnungsverfahren, das speziell für die Abschätzung des plastischen Verformungsvermögens eines bestehenden Tragwerks geeignet ist. Die übliche Form der Erdbebeneinwirkung als Beschleunigungsantwortspektren muss dazu in äquivalente Verschiebungsantwortspektren umgewandelt werden. Eine neue Darstellungsart, die kombinierten Beschleinigungs- und Verschiebungsantwortspektren (ADRS), hat sich beim verformungsbasierten Verfahren als besonders geeignet zur graphischen Gegenüberstellung des Verformungsbedarfs mit der Kapazitätskurve des Tragwerks erwiesen.

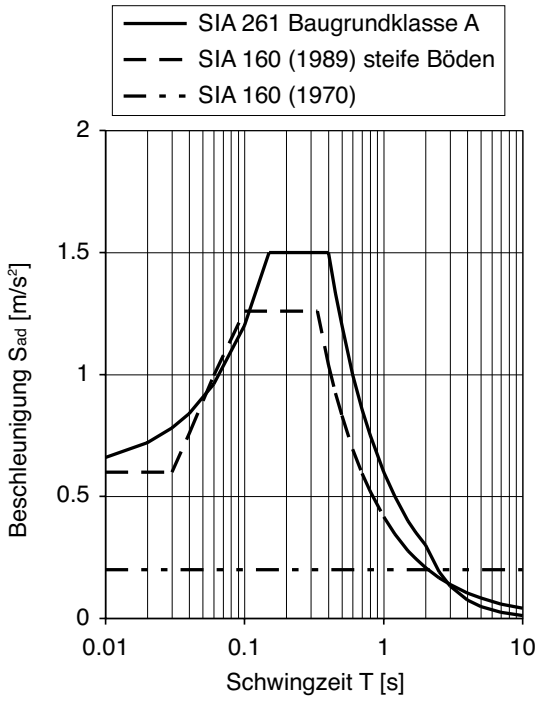


Abb. 1: Vergleich der elastischen Bemessungsspektren der Beschleunigung der Normen SIA 160 (1970), SIA 160 (1989) und SIA 261 (2003) für Zone Z1

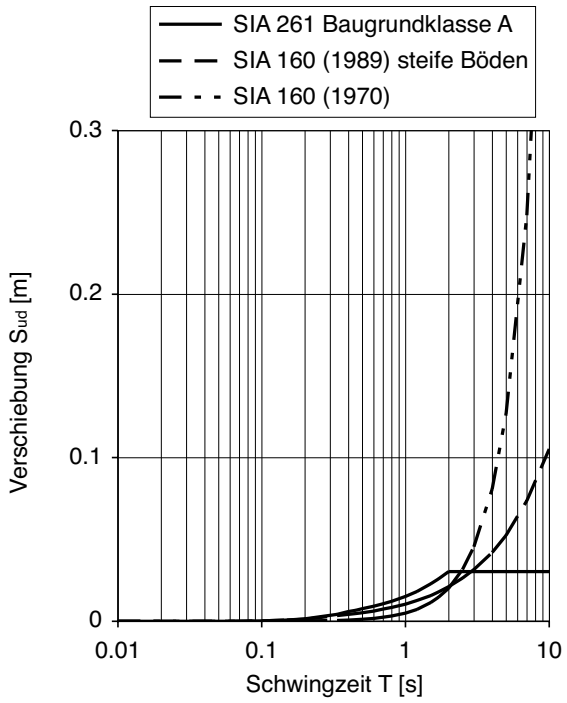


Abb. 2: Vergleich der elastischen Bemessungsspektren der Verschiebung der Normen SIA 160 (1970), SIA 160 (1989) und SIA 261 (2003) für Zone Z1

2 NORMENVERGLEICH

In den letzten 35 Jahren wurde die Erdbebeneinwirkung mit jeder neuen Normengeneration angehoben. Abbildung 1 zeigt als Vergleichsgrösse die elastischen Bemessungsspektren der Beschleunigung für ein gewöhnliches Gebäude (Bauwerksklasse I) in der Zone Z1 gemäss den verschiedenen Einwirkungs-Normen SIA 160 (1970), SIA 160 (1989) und SIA 261 (2003). Für den Baugrund wurde die heutige Baugrundklasse A (Fels) angenommen. Die gleiche Entwicklung als elastische Bemessungsspektren der Verschiebung ist in Abbildung 2 dargestellt. Dort stellt man auf den ersten Blick gerade den umgekehrten Trend fest. Die Erdbebeneinwirkung ist mit jeder neuen Erdbebengeneration stark zurückgegangen. Dies trifft zumindest für die grössten Verschiebungen im Bereich der längeren Schwingzeiten über etwa $T = 2$ s zu. Zwischen spektraler Verschiebung und Beschleunigung in den elastischen Bemessungsspektren besteht eine einfache Beziehung über das Quadrat der Kreisfrequenz (siehe Gleichung (1)). Die maximal zu erwartenden Beschleunigungen wurden früher stark unterschätzt und die Verschiebungen überschätzt. Dies ist mit ein Grund dafür, weshalb das verformungsbasierte Verfahren als Alternative für die Erdbebenberechnung von Bauwerken in jüngerer Zeit interessanter geworden ist.

3 REGIONALE ERDBEBENGEFÄHRDUNG

Die regionale Verteilung der Erdbebengefährdung ist in der Erdbebenzonenkarte der Norm SIA 261 festgelegt. Die Schweiz wird in vier Zonen mit konstantem Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} eingeteilt. Die Beschleunigung a_{gd} entspricht der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung in Baugrundklasse A (Fels) bei einer Wiederkehrperiode von rund 500 Jahren. Im Sinne der Rechtssicherheit wurden politische Grenzen für die Erdbebenzonen Isolinien-Grenzen vorgezogen, gleich wie dies bereits in der früheren Norm SIA 160 (1989) der Fall war. Die Zonengrenzen folgen soweit möglich Kantons- und Bezirksgrenzen (Wenk et al. (2003)). Die direkte Verwendung der Gefährdungskarte in Isoliniendarstellung (Abbildung 3) anstelle einer Zonenkarte wurde ebenfalls verworfen, da die Interpolation vor allem bei den konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen schwierig gewesen wäre.

Die der Erdbebenzonenkarte der Norm SIA 261 zugrundeliegende Gefährdungskarte des Schweizerischen Erdbebendienstes ist in Abbildung 3 dargestellt. Als Vorlage für die Bestimmung der politischen Zonengrenzen wurden die Isolinien entsprechend den Mittelwerten aus den Bemessungswerten der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} benachbarter Zonen berechnet:

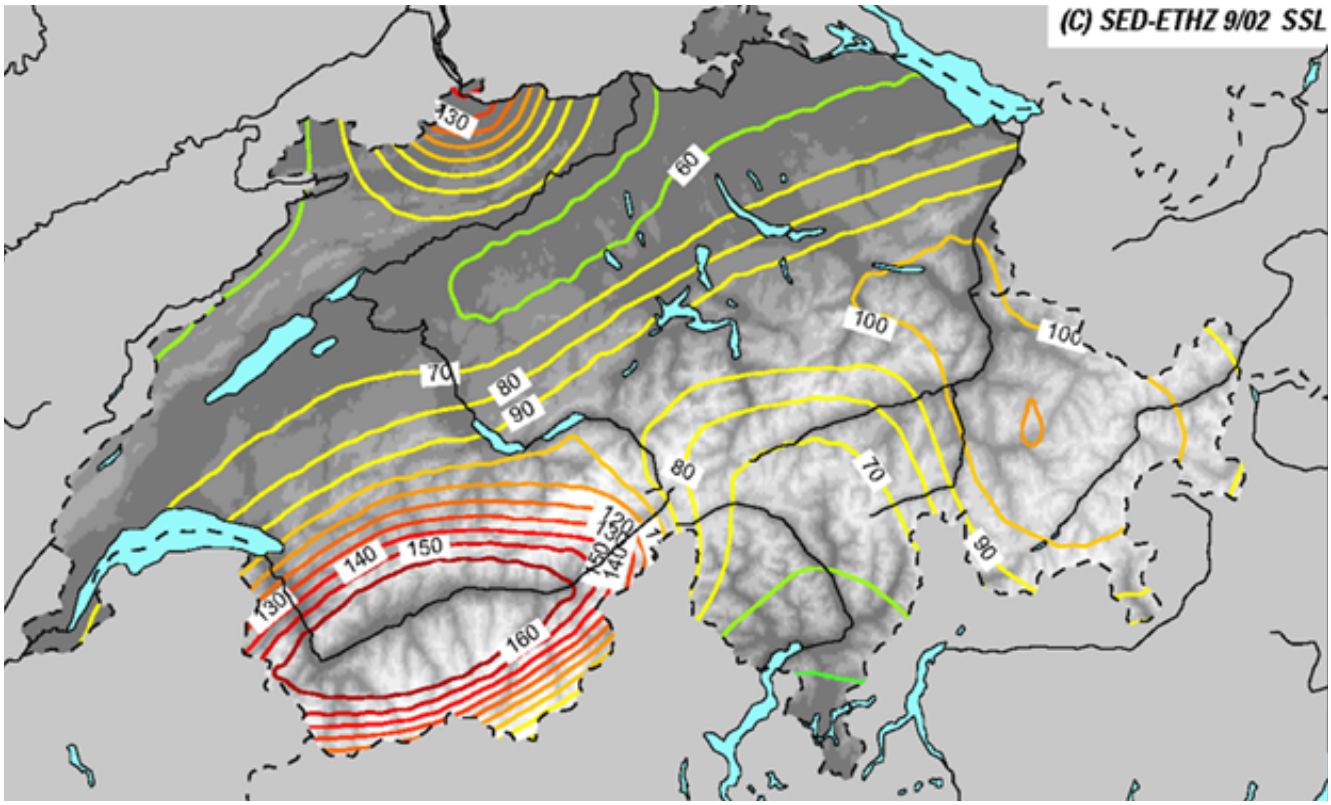


Abb. 3: Erdbebengefährdungskarte des Schweizerischen Erdbebendienstes (SED) mit Isolinien des Bemessungswertes der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} in cm/s^2 (Sellami et al. (2002))

– a_{gd} = 80 cm/s^2 für die Grenze zwischen den Zonen Z1 und Z2
– a_{gd} = 115 cm/s^2 für die Grenze zwischen den Zonen Z2 und Z3a
– a_{gd} = 145 cm/s^2 für die Grenze zwischen den Zonen Z3a und Z3b.

In der Nähe der Zonengrenzen kann der konstante Zonenwert von a_{gd} bis zu etwa 20% vom effektiven Wert aus der Gefährdungskarte abweichen. Während bei der Erdbebenbemessung eines Neubaus diese Differenz meist ohne nennenswerte Konsequenzen bleibt, kann es bei der Überprüfung eines bestehenden Bauwerks mit Standort in der Nähe einer Zonengrenze sinnvoll werden, den Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} direkt aus der Gefährdungskarte in Abbildung 3 zu bestimmen. Dies trifft insbesondere entlang der Zonengrenze zwischen den Zonen Z1 und Z2 zu, da dort die Differenz am grössten wird.

Bei standortspezifischen Antwortspektren wird diese Differenz implizit berücksichtigt, da die effektive Erdbebengefährdung am betrachteten Standort als Ausgangsbasis für die numerischen Berechnungen verwendet wird (siehe Abschnitt 5).

4 BAUGRUND

Die Einordnung in eine Baugrundklasse dient zur Bestimmung der Parameterwerte der Antwortspektren. Damit wird der Einfluss der lokalen Baugrundverhältnisse auf Stärke und Frequenzgehalt der Erdbebenanregung berücksichtigt. In der Regel wird der Bauwerksstandort in eine der fünf Baugrundklassen A bis E der Norm SIA 261 eingeteilt und die zugehörigen Parameterwerte des elastischen Antwortspektrums werden der Tabelle 25 der Norm SIA 261 entnommen, d.h. das Vorgehen ist gleich wie bei Neubauten und die Einordnung erfolgt primär auf Grund der einfachen geologischen und geotechnischen Beschreibung des Baugrunds in Tabelle 25.

Dort, wo die Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des Bundesamts für Wasser und Geologie bereits Karten der Baugrundklassen gemäss SIA 261 publiziert hat, sollten diese für die Einstufung in die korrekte Baugrundklasse verwendet werden (BWG 2005). Diese Karten der Baugrundklassen stellen die erste Stufe der *seismischen Mikrozonierung* dar. Im Gegensatz dazu kann die Erdbebenzonenkarte der Norm SIA 261 als seismische Makrozonierung betrachtet werden.

Als Alternative zum beschriebenen Vorgehen gemäss Norm SIA 261 kann ein standortspezifisches Antwortspektrum durch eine besondere bodendynamische Untersuchung bestimmt werden (siehe Abschnitt 5). Für Bauwerksstandorte, die nicht in die Baugrundklassen A bis E eingeordnet werden können, d.h. primär für die Baugrundklasse F (strukturempfindliche und organische Ablagerungen z.B. Torf, Seekreide, Rutschmassen mit einer Mächtigkeit über 10 m), sind besondere bodendynamische Untersuchungen explizit vorgeschrieben (Ziffer 16.2.2.2 der Norm SIA 261).

Bei bestehenden Bauwerken bietet ein standortspezifisches Antwortspektrum insbesondere dann Vorteile, wenn die Spektralwerte im relevanten Schwingzeitenbereich des Bauwerks unter die Normspektren zu liegen kommen und sich eine bauliche Ertüchtigung erübrigt. Die pauschalen Parameterwerte in Tabelle 25 der Norm SIA 261 zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums decken eine gewisse Variationsbreite der lokalen Baugrundverhältnisse innerhalb einer Baugrundklasse ab. Im Gegensatz dazu wird das standortspezifische Antwortspektrum mit den spezifischen bodendynamischen Eigenschaften am Bauwerksstandort berechnet.

5 STANDORTSPEZIFISCHE ANTWORTSPEKTREN

Die Vorgehensweise zur Bestimmung eines standortspezifischen Antwortspektrums wird in BWG (2004) ausführlich beschrieben. Vorerst sind detaillierte Kenntnisse der lokalen Baugrundparameter erforderlich: Beschaffenheit der Lockergesteinsablagerungen und des Felsuntergrunds (Mächtigkeit, Fundamentalfrequenz, Dichte und Schichtgeometrie), Scherwellengeschwindigkeit, Plastizitätsindex der Tone und Höhe des Grundwasserspiegels. Mit experimentellen Methoden wird die Grundfrequenz der Lockergesteinsablagerungen bestimmt und die spektrale Amplifikation der Bodenbewegungsgrössen numerisch berechnet. Die Eingabegrössen der Berechnungen werden auf die spektrale Erdbebengefährdung für harten Fels des Schweizerischen Erdbebendienstes am betrachteten Standort abgestützt. Anstelle einer nachträglichen Multiplikation sämtlicher Spektralwerte mit dem gleichen Bedeutungsfaktor kann bei den höheren Bauwerksklassen direkt die Wiederkehrperiode der spektralen Erdbebengefährdung entsprechend verlängert werden.

Abbildung 4 zeigt als Beispiel ein standortspezifisches Antwortspektrum für einen Standort in der Erdbebenzone Z1 mit einer Mächtigkeit der Lockergesteinsschicht von 40 m über der Molasse (Lacave et al. (2003)). Die Einordnung auf Grund der Beschreibung in Tabelle 25 der Norm SIA 261 ergibt einen Grenzfall zwischen Baugrundklasse C und D. Auf Basis des Mittelwertes von verschiedenen Berechnungen (feine ausgezogene Linie) wurde ein geglättetes

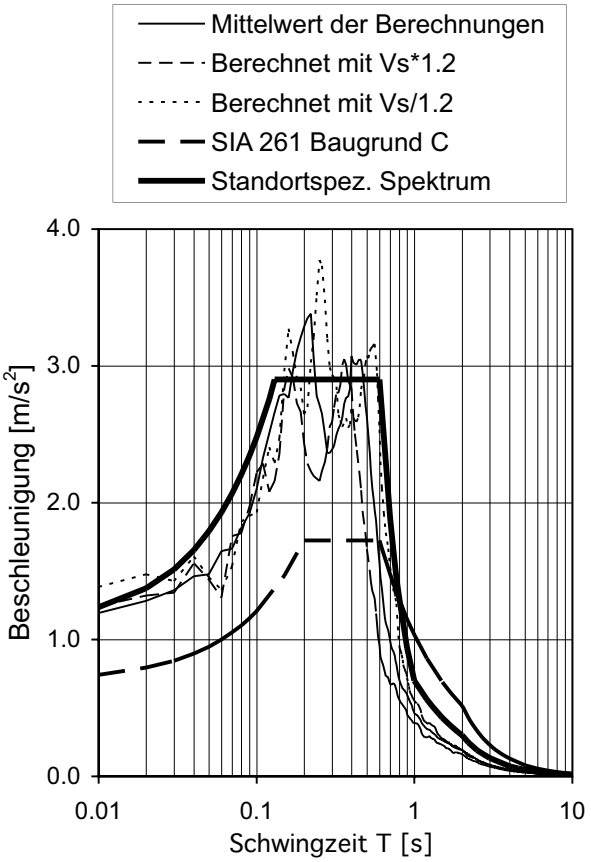


Abb. 4: Standortspezifische Antwortspektren im Vergleich mit dem elastischen Antwortspektrum der Norm SIA 261 (Lacave et al. (2003))

Antwortspektrum festgelegt (dicke ausgezogene Linie). Die beiden fein gestrichelten Antwortspektren in der Abbildung 4 veranschaulichen die Empfindlichkeit der Resultate auf eine Variation der Scherwellengeschwindigkeit v_S. Die angenommene Variation beträgt plus/minus 20% v_S.

Im Vergleich zum elastischen Antwortspektrum für Baugrundklasse C gemäss Norm SIA 261 (dick gestrichelte Linie in Abbildung 4) erreicht das standortspezifische Antwortspektrum fast die doppelten Spektralwerte bis zu einer Schwingzeit von etwa 0,6 s. Bei grösseren Schwingzeiten ab 0,8 s fällt das standortspezifische Antwortspektrum auf etwa zwei Drittel des Normspektrums ab.

Erste Gebiete der Schweiz sind bereits mit Hilfe von standortspezifischen Antwortspektren seismisch zoniert worden, z.B. die Region Brig (Koller et al. (2004), siehe Abbildung 2 im Beitrag Kölz et al. (2005)). Es handelt sich dabei um die zweite Stufe der Mikrozonierung, der so genannten *spektralen seismischen Mikrozonierung*. Wo eine seismische Mikrozonierung vorliegt, sollte diese im Sinne von Ziffer 16.2.2.3 der Norm SIA 261 für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung verwendet werden.

Zusammenfassend wird die Bestimmung eines standortspezifischen Antwortspektrums generell für die Überprüfung von besonders wichtigen Bauwerken empfohlen, wie z.B. für BWK III oder störfallrelevante Anlagen. Abgesehen davon kann ein standortspezifisches Antwortspektrum auch bei gewöhnlichen Gebäuden vorteilhaft sein, wenn sich damit eine Ertüchtigung vermeiden lässt.

6 EINWIRKUNG FÜR DAS KRAFTBASIERTE VERFAHREN

Für das kraftbasierte Verfahren ist die Erdbebeneinwirkung unverändert der Norm SIA 261 zu entnehmen. Ausgehend vom elastischen Antwortspektrum, das in der Regel durch die Parameterwerte in der Tabelle 25 der Norm SIA 261 in Abhängigkeit der Baugrundklasse definiert ist, wird das Bemessungsspektrum unter Berücksichtigung des Verhaltensbeiwerts q bestimmt. Falls eine besondere bodendynamische Untersuchung durchgeführt wurde, wird das elastische Antwortspektrum durch das standortspezifische Antwortspektrum ersetzt (siehe Abschnitt 5) und daraus das Bemessungsspektrum unter Berücksichtigung des Verhaltensbeiwerts q sinngemäss zum Vorgehen in Ziffer 16.2.4 der Norm SIA 261 berechnet.

Der Verhaltensbeiwert q ist gemäss den Angaben in den bauweisenspezifischen Erdbebenkapiteln der Normen SIA 262 bis 266 zu wählen. Bei bestehenden Gebäuden muss meistens nicht-duktiles Tragwerksverhalten angenommen werden, da die duktilitätsfördernden Regeln der Normen SIA 262 bis 266 als Voraussetzung für das duktile Tragwerksverhalten in den wenigsten Fällen eingehalten sind. Dies bedeutet einen Verhaltensbeiwert von nur q = 1,5 und entsprechend hohe Beschleunigungswerte im Bemessungsspektrum. Als Ausnahme darf bei nicht-duktilen Stahlbetontragwerken mit Bewehrungsstahl B und C ein Verhaltensbeiwert von q = 2,0 angenommen werden.

Im Sinne einer Flexibilisierung der für bestehende Bauwerke wenig zweckmässigen, strikten Trennung in duktiles und nicht-duktiles Verhalten erlaubt Ziffer 6.1 des Merkblatts SIA 2018, für Stahlbetontragwerke auch dann einen höheren Verhaltensbeiwert anzusetzen, wenn nicht alle Bedingungen für duktiles Verhalten gemäss Norm SIA 262 erfüllt sind. Als Voraussetzung dafür müssen zumindest bei allen wesentlichen tragenden Bauteilen duktilitätsfördernde konstruktive Massnahmen vorhanden sein. Als Obergrenze für den Verhaltensbeiwert gelten in jedem Fall die Werte für duktiles Verhalten gemäss Norm SIA 262.

Dieses Vorgehen der q-Wertabschätzung kann auch als Aktualisierung der Informationen über das im bestehenden Tragwerk effektiv vorhandene plastische

Verformungsvermögen im Sinne der früheren Richtlinie SIA 462 (1994) interpretiert werden. Die *q*-Wertabschätzung wird im Merkblatt SIA 2018 zwar nur für Stahlbetongebäude explizit erlaubt. Sie kann aber auch bei anderen Bauweisen, insbesondere beim Stahlbau, durchaus zweckmässig sein. Da andererseits nun ein modernes verformungsbasiertes Verfahren zur Verfügung steht, sollte die *q*-Wertabschätzung trotzdem nur zurückhaltend eingesetzt werden.

Bei langperiodischen Bauwerken mit $T > 3$ s kann der untere Schwellenwert des Bemessungsspektrums von 0,1 $\gamma_f a_{gd}/g$ gemäss Gleichung (33) der Norm SIA 261 kritisch werden. Dieser konstante Schwellenwert im Beschleunigungsspektrum entspricht im Verschiebungsspektrum betrachtet einem exponentiellen Anstieg analog zur Kurve „SIA 160 (1970)“ in der Abbildung 2. Auch hier empfiehlt sich die Anwendung des verformungsbasierten Verfahrens, in dem dieser Schwellenwert entfällt.

7 EINWIRKUNG FÜR DAS VERFORMUNGSBASIERTE VERFAHREN

Für das verformungsbasierte Verfahren wird die Erdbebeneinwirkung durch das elastische Bemessungsspektrum der Beschleunigung S_{ad} und das elastische Bemessungsspektrum der Verschiebung S_{ud} dargestellt. Elastisch bedeutet in diesem Zusammenhang, dass in den Antwortspektren die maximale Bewegungsantwort eines linear-elastischen Einmassenschwingers aufgezeichnet wird. Zwischen den beiden Antwortspektren besteht die folgende Beziehung:

$$S_{ad} = \omega^2 S_{ud} \tag{1}$$

wobei ω die Eigenkreisfrequenz des Einmassenschwingers ist (Bachmann (2002), Dazio (2004)). Die Eigenfrequenz f berechnet sich wie folgt aus der Eigenkreisfrequenz:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \tag{2}$$

Die Schwingzeit oder Periode T ist gleich dem Kehrwert der Eigenfrequenz:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \tag{3}$$

Das elastische Bemessungsspektrum der Beschleunigung wurde für das verformungsbasierte Verfahren neu eingeführt. Es ist durch Gleichung (1) indirekt über das elastische Bemessungsspektrum der Verschiebung definiert (entspricht der Gleichung (7) im Merkblatt SIA 2018). Im Ergebnis handelt es sich um das elastische Antwortspektrum gemäss SIA 261 für 5% Dämpfung (Dämpfungskorrekturbeiwert $\eta = 1$) multipliziert mit dem Bedeutungsfaktor γ_f. Gegenüber

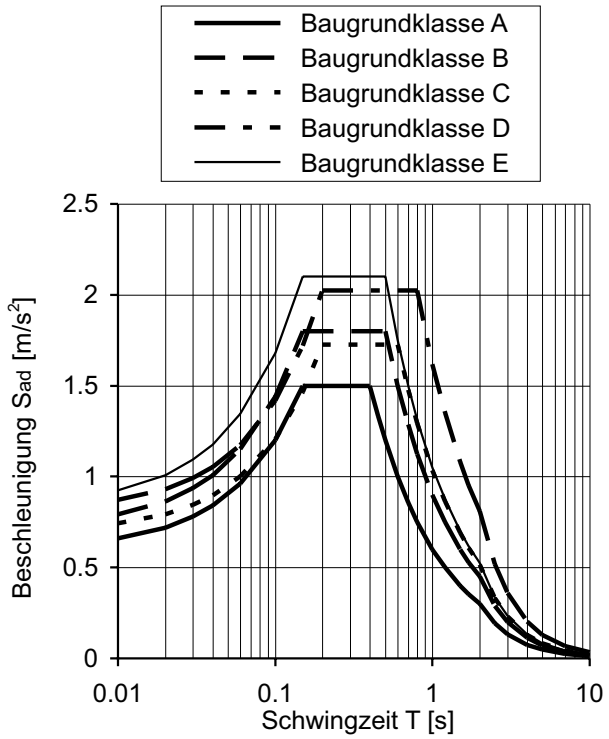


Abb. 5: Elastische Bemessungsspektren der Beschleunigung in Funktion der Baugrundklasse für Zone Z1 (a_{gd} = 0,6 m/s^2) und Bauwerksklasse I (γ_f = 1)

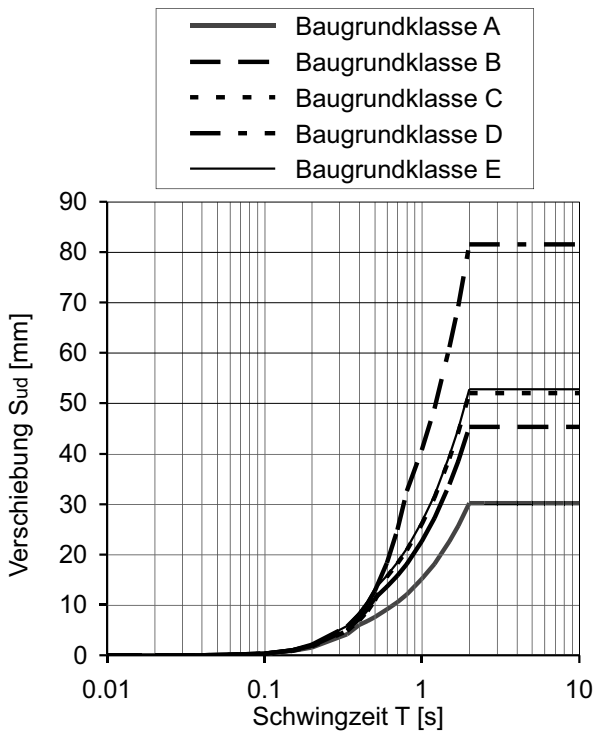


Abb. 6: Elastische Bemessungsspektren der Verschiebung in Funktion der Baugrundklasse für Zone Z1 (a_{gd} = 0,6 m/s^2) und Bauwerksklasse I (γ_f = 1)

dem Bemessungsspektrum gemäss Norm SIA 261 unterscheidet es sich durch die Einheit [m/s^2], den fehlenden q-Faktor und den fehlenden unteren Schwellenwert für grosse Schwingzeiten (siehe Abschnitt 6). Es ist also nicht gleich dem Bemessungsspektrum gemäss Norm SIA 261 für q = 1. Als Beispiel sind in Abbildung 5 die elastischen Bemessungsspektren der Beschleunigung in Funktion der Baugrundklasse für die Zone Z1 und BWK I gezeichnet.

Das elastische Bemessungsspektrum der Verschiebung wurde ebenfalls für das verformungsbasierte Verfahren neu eingeführt (Gleichungen (3) bis (6) im Merkblatt SIA 2018). Diese Gleichungen wurden aus der Definition des elastischen Antwortspektrums gemäss SIA 261 für 5% Dämpfung (Dämpfungskorrekturbeiwert η = 1) multipliziert mit dem Bedeutungsfaktor γ_f und mit Hilfe der Gleichungen (1) und (3) hergeleitet. Daraus ergeben sich die Multiplikationsfaktoren 0,025 = 1/(2π)^2 bzw. 0,063 = 2,5/(2π)^2. In Abbildung 6 sind die entsprechenden elastischen Bemessungsspektren der Verschiebung für die gleichen Fälle wie in Abbildung 5 gezeichnet.

Für das verformungsbasierte Berechnungsverfahren wird zwar das *elastische* Bemessungsspektrum der Verschiebung verwendet, doch heisst dies nicht etwa, dass die inelastischen Verformungen vernachlässigt würden. Nach dem *Prinzip der gleichen Verschiebungen* (Bachmann (2002)) wird für eine gegebene Anregung die maximale Verschiebung des inelastischen Einmassenschwingers gleich gross wie diejenige des elastischen Einmassenschwingers angenommen. Es handelt sich bei diesem Prinzip um eine einfache Approximation des in Wirklichkeit sehr komplexen Verhaltens inelastischer Systeme. Die Erdbebenbemessung mit den SIA-Normen wie auch mit dem Eurocode 8 beruht auf dem Prinzip der gleichen Verschiebungen. Wird nun das inelastische Bemessungsspektrum der Verschiebung nach dem Prinzip der gleichen Verschiebungen aus dem elastischen konstruiert, so bleibt das Spektrum unverändert, d.h. das elastische Bemessungsspektrum der Verschiebung ist gleichzeitig auch das inelastische.

Folglich sind das elastische und das inelastische Bemessungsspektrum der Verschiebung unabhängig vom Verhaltensbeiwert q. Das plastische Verformungsvermögen wird beim verformungsbasierten Verfahren nicht etwa über diesen Reduktionsfaktor q auf der Einwirkungsseite pauschal abgeschätzt, sondern an einem nichtlinearen Tragwerksmodell aufgrund der charakteristischen Baustoffeigenschaften berechnet (siehe Beispiele in den Beiträgen Dazio (2005) und Lang et al. (2005)).

Die kombinierte Darstellung der elastischen Antwortspektren der Beschleunigung und der Verschie-

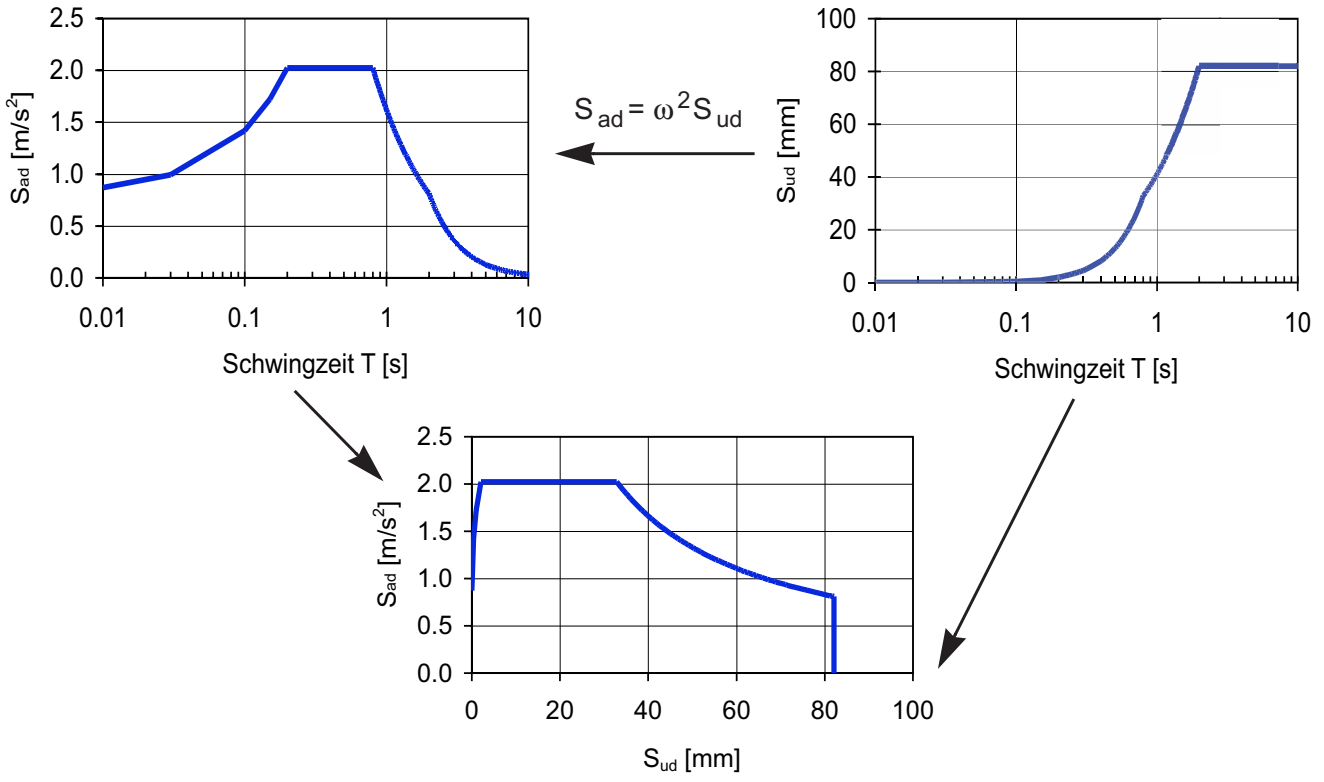


Abb. 7: Konstruktion des elastischen Bemessungsspektrums im ADRS-Format (Acceleration-Displacement-Response Spectra) (unten) aus den elastischen Bemessungsspektren der Beschleunigung (oben links) und der Verschiebung (oben rechts) für Bauwerksklasse I auf Baugrundklasse D in Zone Z1

bung erlaubt eine anschauliche graphische Gegenüberstellung von Verschiebungsbedarf (ADRS-Spektrum) und Verschiebungsangebot (Kapazitätskurve des Tragwerks), wie es in Figur 1 des Merkblatts SIA 2018 aufgezeichnet ist. Zur Konstruktion des ADRS-Spektrums werden für alle Schwingzeiten T die zugehörigen Wertepaare $(S_{ud}(T), S_{ad}(T))$ in der Ebene S_{ud} - S_{ad} als Kurve aufgetragen (Abbildung 7). Diese Darstellung wird auf Englisch “Acceleration Displacement Response Spectra (ADRS)” bezeichnet (Dazio (2004)).

8 BAUWERKSKLASSE

Bestehende Gebäude werden mit den gleichen Kriterien wie Neubauten in eine der drei Bauwerksklassen (BWK) eingeteilt. Als Hilfestellung für die Einteilung dienen die Beispiele in Tabelle 26 der Norm SIA 261. In Abhängigkeit der Bauwerksklasse wird die Erdbebeneinwirkung für die rechnerischen Nachweise mit dem Bedeutungsfaktor von $\gamma_f = 1{,}0$ für BWK I, $\gamma_f = 1{,}2$ für BWK II und $\gamma_f = 1{,}4$ für BWK III multipliziert. Die Berücksichtigung des Bedeutungsfaktors γ_f erfolgt in den Bemessungsspektren auf analoge Weise beim kraftbasierten Verfahren (Gleichungen (30) bis (33) in SIA 261) wie beim verformungsbasierten Verfahren (Gleichungen (3) bis (6) in SIA 2018).

Besondere Aspekte der Einstufung in Bauwerksklassen, die bei bestehenden Gebäuden beachtet werden müssen, werden im Beitrag Vogt (2005) diskutiert.

9 EINWIRKUNG FÜR DAS GEBRAUCHSVERHALTEN

Bei bestehenden Gebäuden der Bauwerksklasse III ist das Gebrauchsverhalten ebenfalls zu überprüfen. Gleich wie bei Neubauten ist dabei ein im Vergleich zur Überprüfung der Tragfähigkeit auf 50% reduzierter Wert der Erdbebeneinwirkung anzusetzen. Unter Berücksichtigung des Bedeutungsfaktors bei BWK III von γ_f = 1,4 ergibt sich gesamthaft gesehen eine Reduktion der Erdbebeneinwirkung auf 70% des Wertes für die Beurteilung der Tragsicherheit bei BWK I.

In Tabelle 1 sind die Faktoren zusammengestellt, mit denen der Referenzwert der Erdbebeneinwirkung für den Nachweis der Tragsicherheit bei BWK I zu multiplizieren ist, um die entsprechenden Einwirkungen für BWK III zu erhalten. Ebenfalls angegeben sind die zugehörigen Wiederkehrperioden der Bemessungsbeben. Über den Zeitraum der Wiederkehrperiode ist im Mittel einmal ein Erdbeben mit mindestens der Stärke des Bemessungsbebens zu erwarten.

Der Reduktionsfaktor $\alpha_{min} = 0{,}4$ gemäss Tabelle 2 des Merkblatts SIA 2018 ergibt implizit einen Faktor von $0{,}4 \cdot 0{,}7 = 0{,}28$ und, gestützt auf die Gefährdungsstudien von Giardini et al. (2004), eine Wiederkehrperiode von ungefähr 40 Jahren als Minimalwert bei der Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit, ohne dass Ertüchtigungsmassnahmen erforderlich werden.

BWK und Grenzzustand	Faktor	Wiederkehrperiode
BWK I Tragsicherheit	1,0	500 Jahre
BWK III Tragsicherheit	1,4	1200 Jahre
BWK III Gebrauchstauglichkeit	0,7	200 Jahre
BWK III Gebrauchstauglichkeit bei α_{min}	0,28	40 Jahre

Tabelle 1: Skalierung des Bemessungsbebens in Funktion von Bauwerksklasse (BWK) und betrachtetem Grenzzustand bezogen auf den Nachweis der Tragsicherheit bei BWK I

Als Gebrauchsgrenzen gelten gemäss Ziffer 4.4.4.5 der Norm SIA 260 (2003) maximale Stockwerkschiefstellungen von 1/200 bei Gebäuden mit duktilen Einbauten bzw. 1/500 mit spröden Einbauten. Um einen Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} \geq \alpha_{min} = 0{,}4$ zu erreichen, darf die Stockwerkschiefstellung folglich 1/80 bei Gebäuden mit duktilen Einbauten bzw. 1/200 mit spröden Einbauten nicht überschreiten. Diese Grenzen können in den allermeisten Fällen problemlos eingehalten werden, wie das einfache Beispiel eines einstöckigen Gebäudes der BWK III mit der Höhe 5 m und einer relativ gross angenommenen Grundschwingzeit von 0,5 s in Tabelle 2 zeigt. Bei mehrstökkigen Gebäuden wird die Stockwerkschiefstellung tendenziell kleiner, d.h. weniger kritisch im Vergleich zu einem einstöckigen. Einzig bei einer ungünstigen Kombination von Erdbebenzone und Baugrundklasse, verbunden mit einer zusätzlichen starken Torsionsbeanspruchung, könnte je der minimale Erfüllungsfaktor für das Gebrauchsverhalten nicht erreicht werden.

Baugrundklasse	A	B	C	D	E
Zone Z1	1/950	1/630	1/660	1/560	1/540
Zone Z2	1/570	1/380	1/390	1/340	1/320
Zone Z3a	1/440	1/290	1/300	1/260	1/250
Zone Z3b	1/350	1/240	1/250	1/210	1/200

Tabelle 2: Stockwerkschiefstellung eines einstöckigen Gebäudes der BWK III infolge Gebrauchstauglichkeitserdbeben (Höhe 5 m, Schwingzeit 0,5 s)

10 EINWIRKUNG IN SPEZIALFÄLLEN

Der Verschiebungsbedarf aus den elastischen Bemessungsspektren des Merkblatts SIA 2018 gilt primär für Gebäude. Er darf nicht unbesehen als Erdbebeneinwirkung für Spezialfälle wie z.B. Kippen und Gleiten von Starrkörpern übernommen werden. Dabei ist insbesondere zu beachten, dass das Prinzip der gleichen Verschiebungen für elasto-plastische Systeme gilt und die elastischen Bemessungsspektren eine äquivalente viskose Dämpfung von 5% voraussetzen. Wenn diese Voraussetzungen nicht erfüllt sind, kann der Verschiebungsbedarf erheblich grösser werden.

11 LITERATUR

Bachmann, H. (2002), *Erdbebensicherung von Bauwerken*, Birkhäuser-Verlag, Basel.

BWG (2004), *Verfahren zu Erstellung und Verwendung von Mikrozonierungsstudien in der Schweiz*, Richtlinien des Bundesamts für Wasser und Geologie, Biel.

BWG (2005), *Interaktive Karten der Baugrundklassen nach SIA 261*, www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/index, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.

Dazio A. (2004), *Antwortspektren*, in: Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen, SGEB-Fortbildungskurs vom 07.10.2004 an der ETH Zürich, www.ibk.ethz.ch/da/weiterbildung/kurs_071004, Zürich.

Dazio A. (2005), *Tragfähigkeit von Betonbauten*, in: Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Eurocode 8 (2003), Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Tei1: *Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*, Europäische Norm prEN 1998-1, Schlussentwurf, Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel.

Giardini D. et al. (2004), *Seismic Hazard Assessment of Switzerland, 2004*, Swiss Seismological Service, Zürich.

Lacave C. & Koller M. (2003), *Standortspezifische Antwortspektren*, vertraulicher Bericht 251.02/CL/MK, Résonance S.A., Carouge.

Lang K. & Lestuzzi P. (2005), *Mauerwerk*, in: Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Koller M. & Tissières P. (2004). *Spektrale Mikrozonierungskarte der Region Brig*, in: Verfahren zu Erstellung und Verwendung von Mikrozonierungsstudien in der Schweiz, Richtlinien des Bundesamts für Wasser und Geologie, Biel.

Kölz E. & Duvernay B. (2005), *Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit*, in: Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Sellami S. et al. (2002), *Seismic hazard maps of Switzerland*, Schweizerischer Erdbebendienst (SED), www.seismo.ethz.ch/hazard/risk/sha_ch.html, Zürich.

SIA 160 (1970) *Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten*, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA 160 (1989) *Einwirkungen auf Tragwerke*, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA 260 (2003) *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA 261 (2003) *Einwirkungen auf Tragwerke*, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA 462 (1994) *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke*, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Vogt, R. (2005), *Tragwerksanalyse*, in: Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

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

Tragwerksanalyse

Rudolf Vogt
ACS-Partner AG, Zürich

1 EINLEITUNG

Die Tragwerksanalyse bestehender Bauten ist nach den gleichen Grundsätzen durchzuführen wie für Neubauten. In dieser Hinsicht besteht kein Unterschied zwischen den Vorschriften des Merkblatts SIA 2018 und der Norm SIA 261.

Bei der praktischen Umsetzung entsteht jedoch ein wesentlicher Unterschied dadurch, dass bei bestehenden Bauten das Tragwerk nicht der Modellbildung und den ermittelten Auswirkungen angepasst werden kann wie bei Neubauten. Der Ingenieur ist gezwungen, das der Analyse zugrunde gelegte Tragwerksmodell so zu wählen, dass es das Verhalten des bestehenden Bauwerks ausreichend genau abbildet.

In der Projektierung von Neubauten können die Bauteile entsprechend der berechneten Beanspruchung ausgebildet werden. Bei bestehenden Bauten ist dies nicht ohne weiteres möglich und erfordert häufig aufwändige Ertüchtigungsmassnahmen. Daher lohnt es sich hier häufig, die Auswirkungen sowie Tragfähigkeit und Verformungsvermögen mit verfeinerten Berechnungen genauer zu ermitteln, um den Ertüchtigungsaufwand minimieren zu können.

2 ZUSTANDSERFASSUNG

Bevor mit der rechnerischen Tragwerksanalyse begonnen werden kann, ist der Zustand des Bauwerks zu erfassen. Dazu gehören sowohl das sorgfältige Studieren der Bauwerksakten, wie auch eine visuelle Inspektion des Objektes.

2.1 Bauwerksakten

Bei älteren Bauwerken sind nur selten alle zur Beurteilung erforderlichen Unterlagen in den Bauwerksakten vorhanden: Bemessungsgrundlagen (Nutzungs- und Sicherheitsplan bzw. Nutzungsvereinbarung und Projektbasis), statische Berechnungen, Schalungs- und Bewehrungspläne mit Eisenlisten, Stahlbau- und Mauerwerkspläne. Häufig ist der Ingenieur gezwungen, die erforderlichen Daten aus den wenigen vorhandenen Plänen und eigenen Aufnahmen vor Ort zusammenzutragen.

2.2 Aufnahmen am Objekt

Selbst wenn eine umfangreiche Bauwerksdokumentation vorliegt, kann auf eine visuelle Inspektion des Bauwerks nicht verzichtet werden. Es ist zu prüfen, ob die Pläne mit dem ausgeführten Bauwerk übereinstimmen und ob allfällige Umbauten am Tragwerk vorgenommen wurden. Dabei ist insbesondere auch auf Aussparungen in den relevanten Bauteilen zu achten. Nicht selten wurde – und wird heute leider immer noch – bei Umbauten nur die Abtragung der vertikalen Lasten berücksichtigt. Der Einfluss von Umbaumassnahmen auf die Abtragung der Horizontallasten wurde oft nicht überprüft.

Nicht zu vernachlässigen sind auch nachträgliche Einbauten, welche das Erdbebenverhalten eines Gebäudes massgeblich verändern können. Massen- und Steifigkeitszentrum können so verschoben worden sein, oder es können Unregelmässigkeiten in der Steifigkeit im Grund- oder Aufriss entstanden sein.

Ebenso ist der Zustand der Bauteile zu überprüfen. Korrosion, Abplatzungen, Frostschäden etc. können relevante Querschnittsverminderungen verursacht haben.

Generell sind alle für die zuverlässige Beurteilung notwendigen Informationen der relevanten Bauteile am Objekt aufzunehmen, sofern sie nicht mit ausreichender Zuverlässigkeit aus den Bauwerksakten entnommen werden können. Je nach Umfang der noch vorhandenen Bauwerksakten erfordern die Aufnahmen vor Ort einen nicht zu unterschätzenden Aufwand.

2.3 Bauwerksklasse

Auch bestehende Bauwerke sind genau gleich wie Neubauten einer der drei Bauwerksklassen BWK I bis III gemäss Norm SIA 261, Tabelle 26 zuzuordnen.

Dabei ist die Zuordnung entsprechend der zukünftigen Nutzung, und nicht entsprechend dem ursprünglich geplanten Gebäudezweck vorzunehmen. Dies bedeutet, dass eine Änderung der Nutzung auch zu einer Änderung in der Bauwerksklasse zur Folge haben kann, und zwar sowohl in einer höheren, als auch in einer tieferen Zuordnung.

An dieser Stelle sei der Hinweis erlaubt, dass in bestimmten Fällen anstelle einer aufwändigen Erdbebenertüchtigung auch eine Abklassierung in der Bauwerksklasse mit entsprechender Nutzungsänderung sinnvoll sein kann (z.B. Umnutzung eines Feuerwehrgebäudes als Industrie- und Lagergebäude mit Abklassierung von BWK III auf BWK I).

2.4 Konzeptionelle und konstruktive Durchbildung des Bauwerks

Die Beurteilung der konzeptionellen und konstruktiven Durchbildung des Bauwerks ist ebenso wichtig wie die rechnerische Beurteilung. Da die Ergebnisse dieser Beurteilung in gewissen Fällen auch die Art des zu verwendenden Berechnungsmodells beeinflussen können, ist sie vor der rechnerischen Tragwerksanlyse durchzuführen.

Als Leitfaden für die konzeptionelle Beurteilung dient die Tabelle 27 der Norm SIA 261. Falls einzelne, in Tabelle 27 als zwingend einzuhalten bezeichnete Bedingungen nicht erfüllt sind, ist ein verfeinertes Berechnungsmodell zu wählen, welches das dynamische Verhalten des Bauwerks und die Auswirkungen aus Nichteinhalten dieser Bedingungen ausreichend genau berücksichtigt. Dies kann je nach den Verhältnissen z.B. ein räumliches Tragwerksmodell, die Berücksichtigung der Boden-Struktur-Interaktion, höherer Eigenformen oder der Flexibilität der Deckenscheiben etc. erforderlich machen.

2.5 Baustoffeigenschaften

Grundsätzlich sind die effektiv vorhandenen Eigenschaften der Baustoffe zu berücksichtigen. Dabei sind allfällige Veränderungen der Baustoffeigenschaften oder geometrischer Grössen seit der Herstellung (Umbauten, Schädigungsprozesse, etc.) zu berücksichtigen. (Vgl. auch Kapitel "Baustoffe")

3 TRAGWERKSANALYSE

Grundlage der rechnerischen Tragwerksanalyse ist die Modellbildung. Das Tragwerksmodell soll das Erdbebenverhalten des Bauwerks ausreichend genau nachbilden. Vereinfachte Berechnungen führen oft zu Ergebnissen, die deutlich auf der sicheren Seite liegen. Bei bestehenden Bauwerken lohnt es sich daher häufig, etwas genauere Berechnungen durchzuführen und so den Ertüchtigungsaufwand zu minimieren.

3.1 Modellbildung

Die Grundsätze der Norm SIA 261, Ziffer 16.5 gelten auch für bestehende Bauwerke.

Die horizontale Steifigkeit ist eine wesentliche Eigenschaft eines Tragwerks, denn sie bestimmt sein dynamisches Verhalten (Eigenfrequenzen) und damit die seismischen Beanspruchungen. Es ist darauf zu achten, dass die Eigenfrequenzen an einem realitätsnahen statischen Modell berechnet werden. Die empirischen Näherungsformeln für die Abschätzung der Grundfrequenz (wie z.B. Formel 38 in Norm SIA 261) ergeben in vielen Fällen zu hohe Werte, was zu einer Überschätzung der Erdbebeneinwirkung führen kann. Für die Steifigkeit der Bauteile ist ein mittlerer Wert bis zum Fliessbeginn in Rechnung zu stellen (vgl. Kapitel "Stahlbeton" und "Mauerwerk"). Damit kann auch der Rissbildung unter Erdbebeneinwirkung Rechnung getragen werden. Je nach den Verhältnissen können die Schubsteifigkeit und die Nachgiebigkeit des Baugrundes für die Bestimmung der Eigenfrequenz oder die Schnittkraftverteilung von Bedeutung sein. Diese Einflüsse sind abzuschätzen und falls relevant in der Modellbildung zu berücksichtigen.

Der für das Erdbebenverhalten massgebende Einspannhorizont hängt von der Konstruktionsart des Bauwerks ab. Bei Bauwerken, die keine Untergeschosse aufweisen, welche in der Steifigkeit deutlich höher sind als die darüberliegenden Geschosse, ist der Einspannhorizont auf der Höhe der Bodenplatte anzunehmen. In diesen Fällen ist der Einfluss der Boden-Struktur-Interaktion zwingend abzuschätzen und ggf. in der Modellbildung zu berücksichtigen. Bei Bauwerken mit steifen Untergeschossen (d.h. neben den auch in den Obergeschossen durchlaufenden Wänden sind ringsum geschlossene Aussenwände vorhanden) darf für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung der Einspannhorizont in der Bodenebene des Erdgeschosses angenommen werden. Die Auswirkungen sind jedoch in jedem Fall bis in den Baugrund nachzuweisen.

3.2 Berechnungsmethoden

Es können die gleichen Berechnungsmethoden angewendet werden wie bei Neubauten (vgl. Norm SIA 261, Ziffer 16.5.2 und 16.5.3; siehe auch Lestuzzi (2004)). Als zusätzliche Berechnungsmethode führt das Merkblatt SIA 2018 die verformungsbasierte Tragwerksanalyse ein (vgl. Abschnitt 3.2.2).

3.2.1 *Kraftbasierte Tragwerksanalyse*

Das Grundprinzip der kraftbasierten Tragwerksanalyse besteht darin, dass die Trägheitskräfte infolge der durch das Erdbeben erzeugten Bauwerkschwingungen als massgebende Einwirkung betrachtet werden. Die sich daraus ergebenden Auswirkungen in Form von Schnittkräften in den einzelnen Bauteilen werden deren Tragwiderstand gegenübergestellt.

Die Auswirkungen der Erdbebeneinwirkung sind mit einem linear elastischen Berechnungsmodell zu ermitteln. Das plastische Verformungsvermögen und die Überfestigkeit werden dabei mit dem Verhaltensbeiwert q berücksichtigt.

Die kraftbasierte Untersuchung der Tragsicherheit erfolgt gemäss Norm SIA 260 auf dem Bemessungsniveau. Die Baustoffeigenschaften werden mit den Bemessungswerten in der Rechnung berücksichtigt. Der Tragwiderstand der Bauteile und Querschnitte wird gemäss der jeweils anwendbaren Normen SIA 262 bis 266 bestimmt.

Ersatzkraftverfahren

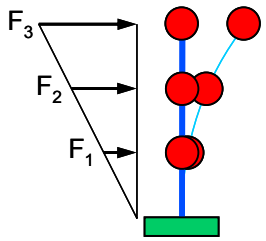


Abb. 1: Ersatzkraftverfahren

Das Ersatzkraftverfahren darf angewendet werden, wenn die Bedingungen gemäss SIA 261 Ziffer 16.5.2.1 erfüllt sind.

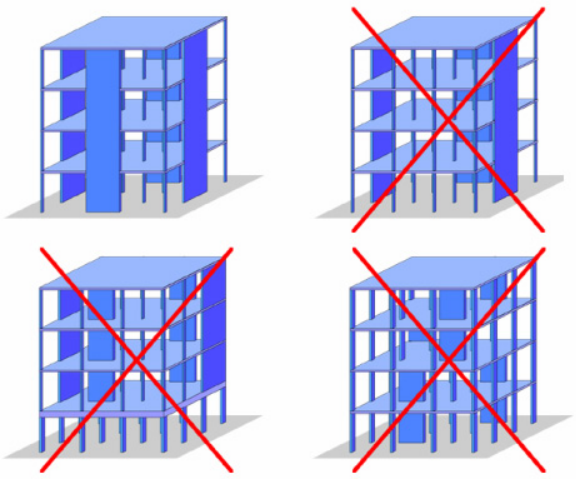


Abb. 2: Regelmässigkeitskriterien für die Anwendbarkeit des Ersatzkraftverfahrens

Da die mit diesem vereinfachten Verfahren bestimmten Auswirkungen auf der sicheren Seite liegen, empfiehlt es sich, auch bei regelmässigen Bauwerken das Antwortsprektenverfahren anzuwenden. Die so berechneten Auswirkungen sind etwas genauer und liegen je nach den Verhältnissen gegenüber jenen des Ersatzkraftverfahrens um 10 - 25 % tiefer.

Antwortspektrenverfahren

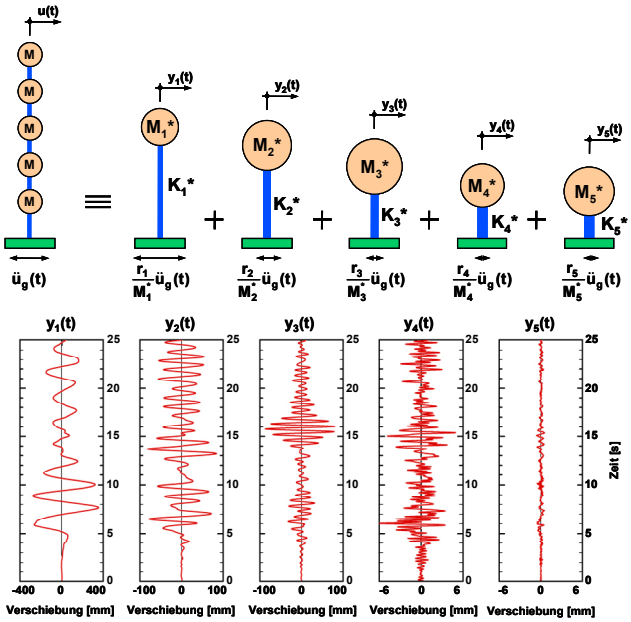


Abb 3: Antwortspektrenverfahren

Das Antwortspektrenverfahren ist bei Bauwerken anzuwenden, die den in Ziffer 16.5.2.1 der Norm SIA 261 angegebenen Bedingungen für die Anwendung des Ersatzkraftverfahrens nicht entsprechen. Es gelten die gleichen Bestimmungen wie für Neubauten (SIA 261, Ziffer 16.5.3).

3.2.2 *Verformungsbasierte Tragwerksanalyse*

Das Grundprinzip der verformungsbasierten Tragwerksanalyse besteht darin, dass die maximalen Auslenkungen der durch das Erdbeben erzeugten Bauwerksschwingungen als massgebende Einwirkung betrachtet werden. Die sich daraus ergebenden Auswirkungen in Form von Bauteilverformungen werden deren Verformungsvermögen gegenübergestellt.

Bei der verformungsbasierten Tragwerksanalyse erfolgt die Berechnung der Auswirkungen an einem nichtlinearen statischen Tragwerksmodell. Dabei darf ein linear-elastisches, ideal-plastisches Verhalten der einzelnen Bauteile angenommen werden.

Die verformungsbasierte Untersuchung des Tragvermögens erfolgt unter Annahme von charakteristischen Materialeigenschaften, um eine genauere Erfassung des wirklichen Verformungsverhaltens der Bauteile zu ermöglichen. Diese günstigere Annahme wird kompensiert, indem das Verformungsvermögen des Bauteils mit einem entsprechenden Partialfaktor γ_D reduziert wird.

Ermittlung der Kapazitätskurve

Die Kapazitätskurve stellt die Beziehung zwischen der Gesamterdbebenkraft und der Kontrollverschiebung dar.

Die Ermittlung der Kapazitätskurve erfolgt an einem zur Grundschwingungsform äquivalenten Einmassenschwinger, d.h. es wird eine Verformungsfigur affin zur Grundschwingungsform angenommen. Diese Verformungsfigur kann mit einem Vektor Φ dargestellt werden, wobei die n Komponenten des Vektors die Verschiebungen der n Deckenebenen des Gebäudes darstellen. Dieser Vektor wird so normiert, dass die Komponente $\Phi_n = 1$ gesetzt wird, wobei n die Nummer des Kontrollpunktes (üblicherweise die Dachebene) symbolisiert. Hinweise zur Berechnung der modalen Grössen sind in der Dokumentation SIA D0171 zu finden.

Die Masse des äquivalenten Einmassenschwingers berechnet sich zu:

$$M^* = \Gamma^2 \cdot M_n$$

mit:

$\Gamma = \Sigma (m_i \cdot \Phi_i) / M_n$ *Partizipationsfaktor*

$M_n = \Phi^T \cdot M \cdot \Phi$ *verallgemeinerte Masse*

Die am Ersatzeinmassenschwinger wirkende Kraft ergibt sich zu

$$F^* = M^* \cdot S_d \cdot g$$

Die aus der Grundschwingung am Bauwerk wirkenden Kräfte sind:

$$F = \Gamma \cdot M \cdot \Phi \cdot S_d \cdot g$$

Zur Bestimmung des Erdbebenwiderstandes des Bauwerks muss nun die Kapazitätskurve berechnet werden. Dazu werden an den einzelnen Geschossmassen Kräfte proportional zum oben definierten Kraftvektor F angesetzt und kontinuierlich von Null soweit gesteigert, bis die tragenden Bauteile ihren Bruchzustand erreichen. Die Kapazitätskurve stellt den Zusammenhang zwischen der Verschiebung w_n des Kontrollpunktes und der Kraft F* dar.

Der Erfüllungsfakor α_{eff} wird nun bestimmt zu:

$\alpha_{eff} = w^*_{R,d} / w^*_d$ *Erfüllungsfaktor*

Dabei ist die Grenzverschiebung $w^*_{R,d}$ die um den Sicherheitsbeiwert γ_D verminderte modale Verschiebung:

$w^*_{R,d} = w^* / \gamma_D$ *Grenzverschiebung*

$w^* = w_n / \Gamma$ *modale Verschiebung*

w_n *Verschiebung des Kontrollpunktes*

Die Zielverschiebung w^*_d wird aus dem elastischen Bemessungsspektrum der Verschiebung gemäss SIA 2018 Ziffer 5. 3 bestimmt:

$w^*_d = S_{ud}$ *Zielverschiebung*

Bei nicht symmetrischen Bauwerken muss die Erdbebeneinwirkung sowohl in positiver als auch in negativer Richtung aufgebracht werden. Massgebend ist dann der jeweils kleinste Wert für α_{eff}.

3.3 Erfüllungsfaktor

Als massgebendes Ergebnis der rechnerischen Überprüfung wird der Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmt:

Kraftbasierte Tragsicherheitsbeurteilung:

$\alpha_{eff} = R_d / E_d$

R_d Bemessungswert des Tragwiderstandes
E_d Bemessungswert der Auswirkung

Verformungsbasierte Tragsicherheitsbeurteilung:

$\alpha_{eff} = w_{R,d} / w_d$

$w_{R,d}$ Verschiebungsvermögen
w_d Zielverschiebung

Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit:

$\alpha_{eff} = C_d / w_d(0.5\ A_d)$

C_d Bemessungswert einer Gebrauchsgrenze
A_d Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung

Die Werte α_{eff} sind für alle massgebenden Bauteile und für jede Einwirkungsrichtung zu bestimmen. Massgebend für die Beurteilung des Gesamtbauwerks ist der minimale Wert α_{eff}.

4 BEISPIEL

Anhand eines einfachen Beispiels sollen die verschiedenen Analysemethoden erläutert werden. Dazu wird das im Kapitel Mauerwerk (Abb. 7 und 8) dargestellte viergeschossige Gebäude in Querrichtung untersucht.

Die relevanten Gebäudedaten sind:

- Erdbebenzone Z1
- Baugrundklasse C
- Bauwerksklasse BWK I
- Gebäudehöhe H 10 m
- Geschosshöhen ΔH 2.5 m
- Geschossmassen m_i 250 t
- Steifigkeit ΣI_x 8.3 m^4
- E-Modul $7*10^6$ kN/m^2

Da das Gebäude ein steifes Untergeschoss aufweist, darf der Einspannhorizont in der Ebene der Decke über UG angenommen werden. Die Rahmenwirkung der Fensterbrüstungen wird vernachlässigt, da diese nicht bewehrten Bauwerksteile unter Erdbebenbeanspruchung rasch versagen dürften. Ebenso wird die Schubverformung bei der Steifigkeitsermittlung vernachlässigt. Zur Berücksichtigung der Rissbildung wird die Steifigkeit auf 50 % reduziert: EI_{eff} = 0.5 * EI_0

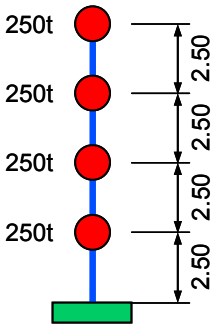


Abb. 4: Berechnungsmodell

4.1 Ersatzkraftverfahren

Grundschwingzeit (Norm SIA 261, Formel 38):

$T_1 = C_t\, h^{0.75} = 0.05 * 10^{0.75} = 0.28$ s

Die genauere Berechnung der Eigenschwingdauer ergibt zwar eine deutlich höhere Grundschwingzeit (siehe Abschnitt 4.2). Da aber beide Werte im Plateaubereich des Spektrums liegen, lässt die genauere Ermittlung der Eigenschwingdauer in diesem Fall keine Reduktion der Erdbebeneinwirkung zu.

Ordinatenwert des Bemessungsspektrums (Norm SIA 261, Formel 31):

$S_d = 2.5\, \gamma_f\, (a_{gd}/g)\, (S/q)$
$= 2.5 * 1.0 * 0.6 * (1.15/1.5) = 0.115$

Horizontale Ersatzkraft (Norm SIA 261, Formel 40):

$F_d = S_d(T_1)\, \Sigma(G_k + \Sigma\psi_2 Q_k)_j$
$= 0.115 * 4 * 2'500$ kN $= 1'150$ kN

Horizontale Ersatzkräfte je Geschoss (Norm SIA 261, Formel 41):

$$F_{di} = \frac{z_i (G_k + \sum \psi_2 Q_k)_i}{\sum_j z_j (G_k + \sum \psi_2 Q_k)_j} F_d$$

$F_4 = 460$ kN

$F_3 = 345$ kN

$F_2 = 230$ kN

$F_1 = 115$ kN

Daraus ergeben sich die folgenden Bemessungswerte am Fuss der Wände:

$\Sigma V_d = \Sigma F_{di} = 1'150$ kN

$\Sigma M_d = \Sigma F_{di}\, z_i = 8'625$ kNm

4.2 Antwortspektrenverfahren

Die Berechnung kann anhand des in Abb. 1 dargestellten Modells mit einem gängigen Computerprogramm durchgeführt werden. Es kann daher auf die detaillierte Wiedergabe der einzelnen Berechnungsschritte verzichtet werden.

Die modalen Grössen Grundschwingzeiten und Ersatzmassen ergeben sich zu:

$T_1 = 0.415$ s $M^*_1 = 696$ t

$T_2 = 0.064$ s $M^*_2 = 210$ t

$T_3 = 0.023$ s $M^*_3 = 69$ t

$T_4 = 0.013$ s $M^*_4 = 24$ t

Bei Berücksichtigung aller Eigenformen ergeben sich die folgenden Bemessungswerte am Fuss der Wände:

$\Sigma V_d = 815$ kN

$\Sigma M_d = 6'370$ kNm

Wenn nur die Grundschwingform berücksichtigt wird, ergeben sich folgende Werte:

$\Sigma V_d = 786$ kN

$\Sigma M_d = 6'360$ kNm

Es ist ersichtlich, dass die Auswirkungen am Gebäudefuss bei diesem regelmässigen Gebäude durch die höheren Eigenschwingformen nur unwesentlich erhöht werden. In den oberen Geschossen sind die Unterschiede jedoch grösser.

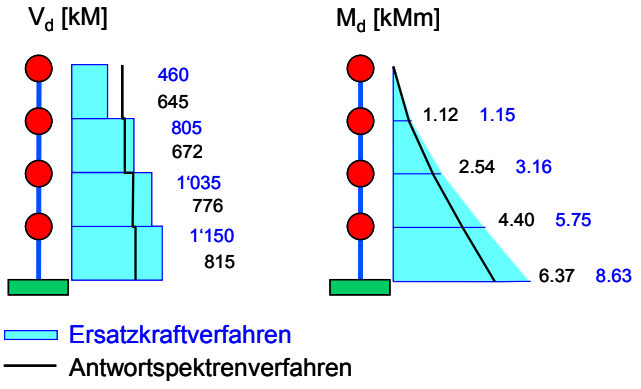


Abb. 5: Vergleich der Auswirkungen für die beiden kraftbasierten Analyseverfahren

Wie dieses Beispiel zeigt, kann sich der etwas höhere Aufwand der Antwortspektrenmethode gegenüber dem vereinfachten Ersatzkraftverfahren lohnen, indem die genauere Berechnung an den massgebenden Stellen oft deutlich geringere Auswirkungen ergeben.

4.3 Verformungsbasiertes Verfahren

Die Verschiebungen der Grundschwingungen können mit einer Eigenwertanalyse bestimmt werden und ergeben sich zu:

$$\Phi = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.647 \\ 0.328 \\ 0.093 \end{Bmatrix}$$

Massenmatrix M:

$$M = \begin{bmatrix} 250 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 250 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 250 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 250 \end{bmatrix}$$

Daraus kann die verallgemeinerte Masse M_n berechnet werden:

$$M_n = \Phi^T \cdot M \cdot \Phi = 384\ t$$

Der Partizipationsfaktor ergibt sich zu:

$$\Gamma = \Sigma (m_i \cdot \Phi_i) / M_n = 517 / 384 = 1.35$$

Somit kann die Masse des äquivalenten Einmassenschwingers bestimmt werden:

$$M^* = \Gamma^2 \cdot M_n = 1.35^2 * 384\ t = 696\ t$$

Am Ersatzeinmassenschwinger wirkende Kraft:

$$F^* = M^* \cdot S_d \cdot g = 696 * 1.15 * 9.81 = 785\ kN$$

Die aus der Grundschwingung am Bauwerk wirkenden Kräfte sind:

$$F = \Gamma \cdot M \cdot \Phi \cdot S_d \cdot g$$

$$= 1.35 * \begin{bmatrix} 250 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 250 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 250 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 250 \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.647 \\ 0.328 \\ 0.093 \end{Bmatrix} * 0.115 * 9.81$$

$$= \begin{Bmatrix} 381\ kN \\ 246\ kN \\ 125\ kN \\ 35\ kN \end{Bmatrix}$$

Zur Ermittlung der Kapazitätskurve ist ein Kraftvektor proportional zu F am Gebäude angreifen zu lassen und soweit zu steigern, bis der plastische Widerstand des Bauwerks erreicht ist. Dabei ist die Verformung soweit zu steigern, bis in einem Bauteil die Grenzverformung erreicht ist. Auf diese Art lässt sich die maximale Verschiebung an der Gebäudeoberkante bestimmen zu

w_n = 16 mm *(siehe Kap. Mauerwerk, Abb. 10)*

Daraus bestimmt sich die modale Verschiebung zu:

$w^* = w_n / \Gamma = 16\ mm / 1.35 = 11.9\ mm$

und die Grenzverschiebung:

$w^*_{R,d} = w^* / \gamma_d = 11.9\ mm / 1.3 = 9.1\ mm$

Die Zielverschiebung w^*_d ergibt sich aus Merkblatt SIA 2018 Formel 4 zu:

$$w^*_d = S_{ud} = 0.063 \cdot \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S \cdot T^2$$
$$= 0.063 * 1.0 * 0.6 * 1.15 * 0.42^2 = 7.7\ mm$$

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} ergibt sich damit zu:

$$\alpha_{eff} = w^*_{R,d} / w^*_d = 9.1\ mm / 7.7\ mm = 1.18$$

5 LITERATUR

Lestuzzi, P., Lang, K. (2005), Mauerwerk, in: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018*, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Lestuzzi P. (2004) Tragwerksanalyse, SGEB Fortbildungskurs "Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen", 07.10.2004, pp 17-22, Zürich, 2004

SIA D 0171 (2002), Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich

Tragfähigkeit von Betonbauten

Alessandro Dazio
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 EINFÜHRUNG

Die Erdbebensicherheit bestehender Betonbauten kann gemäss des neuen Merkblatts SIA 2018 “Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben” entweder anhand eines kräftebasierten oder eines verformungsbasierten Berechnungsverfahrens überprüft werden.

Bei dem kräftebasierten Berechnungsverfahren werden die Schnittkräfte im Bauteil infolge Erdbeben mit dem Widerstand des Bauteils verglichen. Einwirkungen und Widerstände werden prinzipiell wie bei Neubauten anhand der entsprechenden Vorschriften aus den SIA Normen 260, 261 und 262 (2003) bestimmt. Diese Vorschriften sind zum Teil neu gegenüber der vorherigen Normengeneration. Sie wurden allerdings bereits von verschiedenen Autoren gründlich diskutiert (siehe zum Beispiel SGEB (2004), SIA D0181 (2003), SIA D0182 (2003), SIA D0191 (2004)).

Bei dem verformungsbasierten Berechnungsverfahren wird hingegen der vom Erdbeben im Bauteil hervorgerufene Verformungsbedarf mit dem Verformungsvermögen (oder auch: “Verformungsangebot”) des Bauteils verglichen. Dieses Verfahren ist in den neuen Tragwerksnormen nicht explizit erwähnt und wird erstmals im Merkblatt SIA 2018 (2004) eingeführt. Auch im Eurocode 8 Teil 3 “Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden” wird die Erdbebensicherheit bestehender Gebäude anhand eines verformungsbasierten Berechnungsverfahrens beurteilt (EC8-3 (2004)). Die Anwendung verformungsbasierter Verfahren ist in Ländern höherer Seismizität recht verbreitet und entsprechende Hilfsmitteln sind zum Beispiel in FEMA 356 (2000), FEMA 440 (2004) und Fajfar (1999) zu finden.

Das verformungsbasierte Verfahren ist ein modernes Verfahren des Erdbebeningenieurwesens und erlaubt eine wirklichkeitsnähere Erfassung des seismischen Verhaltens von Tragwerken. Dieses Verfahren ist anspruchvoller und aufwendiger als die kräftebasierten Verfahren, liefert jedoch meistens eine günstigere Beurteilung der Erdbebensicherheit des Tragwerks. Vor allem bei bestehenden Bauten, bei denen durch eine günstigere Beurteilung der Erdbebensicherheit gegebenfalls teure Ertüchtigungsmassnahmen vermieden werden können, ist die Anwendung des verformungsbasierten Verfahrens besonders zu empfehlen.

In diesem Beitrag wird auf eine ausführliche Behandlung des kräftebasierten Verfahrens verzichtet und der Schwerpunkt auf die Diskussion wesentlicher Aspekte des verformungsbasierten Verfahrens gelegt. Zuerst werden wichtige Grundlagen des verformungsbasierten Verfahrens, wie z.B. die Ermittlung des linearen und nichtlinearen Verformungsverhaltens von Stahlbetonbauteilen, kurz angesprochen. Anschliessend werden die bereits gewonnenen Erkenntnisse zur Untersuchung der Erdbebensicherheit eines 5-stöckigen Beispielgebäudes verwendet.

2 KRÄFTEBASIERTES VERFAHREN

Bei bestehenden Betonbauten ist unter Erdbebeneinwirkung im Allgemeinen ein nicht-duktiles Tragwerksverhalten im Sinne der Norm SIA 262 Ziffer 4.3.9 zu erwarten. Dies resultiert vor allem daraus, dass in der Vergangenheit die Verwendung duktilitätsfördernder, konstruktiver Massnahmen im Sinne von Ziffer 5.7 der gleichen Norm nicht üblich war.

Aus diesem Grund soll bei der kräftebasierten Beurteilung von Betonbauten ein Verhaltensbeiwert q von 1.5 bzw. 2.0 in Abhängigkeit von den vorhandenen Baustoffen angenommen werden (Ziffer 4.3.9.2.2 der Norm SIA 262).

Der Verhaltensbeiwert q wird verwendet, um die am elastischen Berechnungsmodell des Tragwerks ermittelten Erdbebenkräfte zu reduzieren. Durch ihn wird die günstige Wirkung der inhärenten Überfestigkeit und des inelastischen Verformungsvermögens des Tragwerks berücksichtigt.

Unter Berücksichtigung der Überfestigkeit, bedeutet ein Verhaltensbeiwert $q = 1.5$, dass das Tragwerk

während eines Erdbebens sich grundsätzlich elastisch verhält (siehe Dazio (2004a) und Dazio (2004b)). Ein Verhaltensbeiwert $q = 2$ ruft eine minimale Plastifizierung des Tragwerks hervor. Viele nicht-duktile Tragwerke, die mit Betonstählen der Duktilitätsklassen B und C gebaut sind, besitzen ein inhärentes plastisches Verformungsvermögen, welches sogar die Annahme eines grösseren Verhaltensbeiwerts als 2 erlauben würde. Die Annahme eines höheren Verhaltensbeiwerts ist grundsätzlich möglich, es muss jedoch nachgewiesen werden, dass das notwendige plastische Verformungsvermögen vorhanden ist. Dieser Nachweis ist implizit erbracht, wenn bei allen wesentlichen Bauteilen eines Tragwerks duktilitätsfördernde konstruktive Massnahmen im Sinne von Ziffer 5.7 der Norm SIA 262 vorhanden sind. Fehlen die konstruktiven Massnahmen, soll das plastischen Verformungsvermögen berechnet werden.

Das verformungsbasierte Berechnungsverfahren, das in den nachfolgenden Kapiteln präsentiert wird, hat die Berechnung des plastischen Verformungsvermögens eines Tragwerk zum Ziel. Dieses Verfahren kann somit als ein Werkzeug interpretiert werden, bei der Überprüfung bestehender Tragwerke höhere Verhaltensbeiwerte zu rechtfertigen.

Bei der kräftebasierten Überprüfung von Betonbauten ist besonders wichtig, dass eine realistische und vernünftige Schätzung bzw. Berechnung der Grundschwingzeit des Gebäudes durchgeführt wird. Dabei muss der Einfluss der Rissebildung in den Bauteilen berücksichtigt werden. Ausführliche Hinweise dazu sind in Dazio (2004b) und in SIA D0171 (2002) zu finden.

3 GRUNDLAGEN ZUM VERFORMUNGSBASIERTEN VERFAHREN

3.1 Anwendbarkeit

Das verformungsbasierte Berechnungsverfahren darf zur Überprüfung von verformungsfähigen Tragwerken verwendet werden. Ein Tragwerk ist, pro Hauptrichtung, nur dann verformungsfähig, wenn alle seine tragenden Bauteile und Verbindungen dies sind. Ein Bauteil ist verformungsfähig, wenn es ein stabiles zyklisch-plastisches Verformungsverhalten aufweist und ein sprödes Versagen ausgeschlossen werden kann (SIA 2018 Ziffer 2.2).

Typische spröde oder beschränkt-verformungsfähige Versagensmechanismen bei Stahlbetonbauteilen sind u.a:

- *Das Schubzug- bzw. Schubdruckversagen von Bauteilen*. Die zyklische Natur der Erdbebeneinwirkung, die hervorgerufenen plastischen Verformungen und die damit verbundenen grossen Rissbreiten führen zu einer Reduktion des Widerstands der Druckdiagonalen und zu einer Abnahme der Wirksamkeit der Rissverzahnung (“Aggregate interlocking”) (siehe z.B. Park & Paulay (1975)). Diese Effekte führen zu einem schlechteren Schubverhalten des Bauteils im Vergleich zu monotonen Beanspruchungen.
- *Das Biegeversagen mit Betonbruch vor Stahlfliessen*, das bei stark bewehrten Querschnitte oder v.a. bei Querschnitten mit hoher Drucknormalkraft auftreten kann. Stützen, die eine bezogene Normalkraft $n = N/(A_g f_c)$ grösser etwa 0.4 aufweisen und nicht umschnürt sind, besitzen ein beschränktes Verformungsvermögen.
- *Das Biegeversagen infolge Reissen der Längsbewehrung bei kleiner plastischer Dehnung*. Dieser Versagensmechanismus tritt dann auf, wenn in einem Querschnitt Bewehrungsstäbe mit ungenügenden Duktilitätseigenschaften vorhanden sind. Es ist dabei zu bemerken, dass auch eine kleine Menge an nicht-duktilem Betonstahl zu einem frühzeitigen Versagen führen kann. Dies ist insbesondere bei Wänden zu beachten, bei denen die dünnere Stegbewehrung im Allgemeinen schlechtere Duktilitätseigenschaften aufweist als die dickere Endbewehrung (siehe Wand WSH1 in Dazio et al. (1999)).
- *Das Versagen von Übergreifungsstössen oder Verankerungsbereichen*. Bei modernen Bemessungsmethoden für seismische Einwirkungen sind Übergreifungsstösse in Bereichen, in denen die Längsbewehrung ins Fliessen kommen kann, verboten (SIA 262 Ziffer 5.7.3). Bei bestehenden Bauten können hingegen Übergreifungsstösse in plastischen Bereichen oft vorkommen. Ein typischer Fall sind die Übergreifungsstösse der Längsbewehrung im Erdgeschoss einer Stahlbetontragwand. Dort muss beurteilt werden, ob die vorhandene Übergreifungslänge und die vorhandene Umschnürungsbewehrung ausreichen, um grosse plastische Dehnungen der Längsbewehrung zu erlauben. Gegebenfalls solle die maximale Dehnung des Betonstahls konservativ angenommen werden (siehe Kapitel 3.7).

Alle Bauteile, die eine lokale Duktilität kleiner zwei aufweisen, müssen beim verformungsbasierten Berechnungsverfahren kritisch beurteilt werden. Mit lokaler Duktilität sind hier die Rotations- bzw. Krümmungsduktilität im Bauteil gemeint (siehe Bachmann (2002)).

3.2 Sehnenverdrehung

Beim verformungsbasierten Verfahren besteht die Untersuchung der vorhandenen Erdbebensicherheit eines Bauteils aus dem Vergleich der Auswirkung

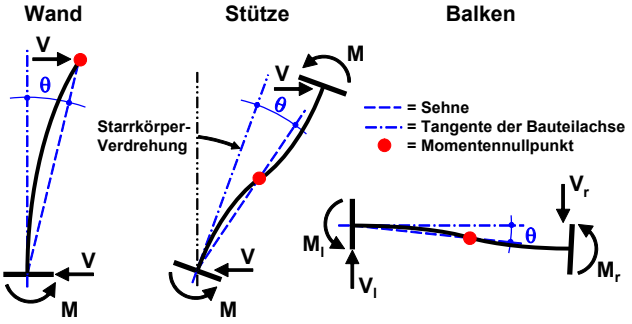


Abb. 1: Darstellung der Sehnenverdrehung θ bei verschiedenen Bauteilen.

(Verformung) infolge normgemässer Erdbebeneinwirkung mit dem Verformungsvermögen des Bauteils.

Für Stahlbeton werden Sehnenverdrehungen auf Bauteilniveau verglichen. Die Sehnenverdrehung ("Chord rotation") wird gemäss Abbildung 1 als Winkel zwischen der Tangente der Bauteilachse am Ort des maximalen Moments und der Sehne, die diesen und das Ende der Schubspannweite beim Momentennullpunkt verbindet, definiert.

Die Sehnenverdrehung ist somit ein Mass für die Beanspruchung des Bauteils. Es ist daher wichtig, dass bei der Bestimmung der Sehnenverdrehung allfällige Starrkörperbewegungen herausgefiltert werden. Bei der Berechnung der Sehnenverdrehung einer Stütze aus der Stockwerksschiefstellung soll z.B. die Starrkörperverdrehung der Stütze infolge der Verformungen in den unteren Stockwerken abgezogen werden; dieser Fall ist in Abbildung 1 dargestellt.

Bei der verformungsbasierten Tragwerksanalyse soll die Berechnung der Auswirkungen an einem nichtlinearen Tragwerksmodell erfolgen (SIA 2018 Ziffer 4.3.1). In den nächsten Abschnitten wird deshalb die Berechnung sowohl der elastischen als auch der inelastischen Sehnenverdrehung diskutiert.

3.3 Elastische Sehnenverdrehung

Trotzt Nichtlinearitäten infolge progressiver Rissentwicklung wird angenommen, dass, bis ein Bauteil die Sehnenverdrehung beim nominellen Fliessbeginn θ_y erreicht hat, sein Verhalten linear elastisch ist. Beim Erreichen des nominellen Fliessbeginns beträgt die Krümmung am Anfang der Schubspannweite L_v die Grösse ϕ_y (= nominelle Fliesskrümmung) und die Verteilung der Krümmung entlang der Schubspannweite ist linear (siehe Abbildung 2).

Anhand der Beziehungen aus Abbildung 2 kann die Sehnenverdrehung beim nominellen Fliessbeginn θ_y als Verhältnis zwischen der nominellen Fliessverschiebung Δ_y und der Schubspannweite L_v berechnet werden und beträgt:

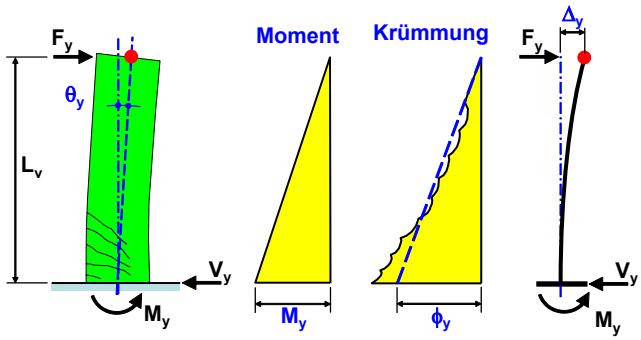


Abb. 2: Sehnenverdrehung θ_y bei Fliessbeginn eines Bauteils.

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{\frac{F_y L_v^3}{3EI}}{L_v} = \frac{M_y}{EI} \cdot \frac{L_v}{3} = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \qquad (1)$$

Wobei ϕ_y die nominelle Fliesskrümmung ist, deren Berechnung in Abschnitt 3.6 diskutiert wird.

Per Definition kann daher die nominelle Fliessverschiebung Δ_y eines Bauteils mittels Gleichung (2) berechnet werden.

$$\Delta_y = \theta_y \cdot L_v \qquad (2)$$

3.4 Inelastische Sehnenverdrehung

Abbildung 3 zeigt rechts die Krümmungsverteilung eines Kragarms, der plastisch verformt wird.

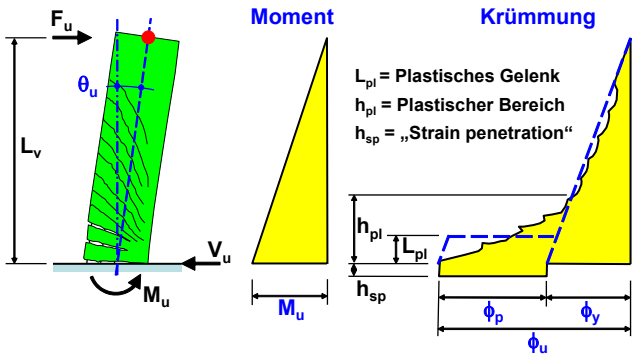


Abb. 3: Verlauf der Krümmung ϕ entlang eines plastifizierenden Bauteils (nach Paulay & Priestley (1992)).

An der Fusseinspannung des Kragarms entsteht ein Bereich, entlang dessen tatsächliches Fliessen der Längsbewehrung auftritt und plastische Verformungen hervorgerufen werden. Dieser Bereich hat eine Ausdehnung h_{pl} und wird als plastischer Bereich bezeichnet. Wenn die Längsbewehrung fliesst, dringen plastische Dehnungen auf einer Länge von h_{sp} bis in das Fundament ein ("Strain penetration") und erzeugen eine Rotation des Kragarms im Einspannungsquerschnitt. Die tatsächliche Krümmungsverteilung entlang eines plastifizierenden Bauteils ist deshalb recht kompliziert. Sie wird für Berechnungszwecke

vereinfacht angenommen, indem das Konzept des plastischen Gelenks eingeführt wird. Das plastische Gelenk ist eine fiktive Grösse, welche die einfache Berechnung der Verformungen eines plastifizierenden Bauteils ermöglicht.

Im plastischen Gelenk wird eine konstante plastische Krümmung ϕ_p angenommen. ϕ_p wird als Differenz zwischen der maximal vorhandenen Krümmung ϕ_m und der nominellen Fliesskrümmung ϕ_y definiert. Wenn Versagen erreicht wird, entspricht ϕ_m der Bruchkrümmung ϕ_u. Die Länge L_{pl} des plastischen Gelenks wird so gewählt, dass die Integration der plastischen Krümmung ϕ_p innerhalb des plastischen Gelenks die gleiche plastische Verformung Δ_p des Kragarms ergibt, wie die Integration der tatsächlichen Krümmungen.[1]

In der Literatur sind viele Ansätze vorhanden, um die Länge des plastischen Gelenks zu schätzen. Für das Merkblatt SIA 2018 wurde mit Gleichung (3) ein Ansatz nach Priestley gewählt (Paulay & Priestley (1992)) und zur Berücksichtigung des reduzierten Verfestigungsvermögens europäischer Stähle mit dem Beiwert a_{st} modifiziert. Der erste Teil von Gleichung (3) berücksichtigt mit $0.08L_v$ die Verfestigung des Querschnitts an der Einspannung und die Ausbreitung der plastischen Dehnungen infolge geneigter Biege-Schubrisse (“shear spread of plasticity”). Der zweite Teil berücksichtigt mit $0.022f_s d_{bl}$ das Eindringen der plastischen Dehnungen in das Fundament und ist proportional zur Fliessgrenze f_s und zum Durchmesser d_{bl} der Längsbewehrung. Mit steigendem Durchmesser und steigender Festigkeit wird die Verankerunslänge im Fundament grösser und die daraus resultierende Rotation im Einspannquerschnitt wird ebenfalls grösser.

$$L_{pl} = a_{st}(0.08L_v + 0.022f_s d_{bl}) \text{ [mm]} \qquad (3)$$

Wobei:

- a_{st} Stahlqualitätsbeiwert. $a_{st} = 0.8$ für Betonstähle mit $(f_t/f_s) < 1.15$ und $a_{st} = 1.0$ für Betonstähle mit $(f_t/f_s) \geq 1.15$
- L_v Schubspannweite in [mm]
- f_s Fliessgrenze der Längsbewehrung in [MPa]
- f_t Zugfestigkeit der Längsbewehrung in [MPa]
- d_{bl} Durchmesser der Längsbewehrung in [mm]

Die Verschiebung Δ_u, die beim Versagen eines Bauteils auftritt, kann anhand des Konzepts des plastischen Gelenks und der Beziehungen aus Abbildung 4 einfach berechnet werden. Im Merkblatt SIA 2018 wird, um konsistent mit Angaben in der Literatur zu

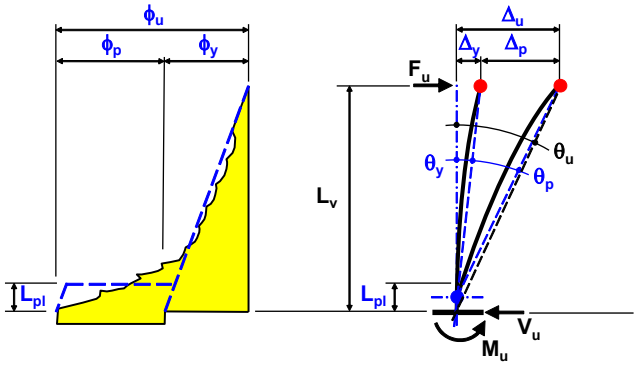


Abb. 4: Sehnenverdrehung θ_u beim Versagen eines Bauteils.

sein, angenommen, dass die plastische Verdrehung θ_p auf halber Höhe des plastischen Gelenks stattfindet. Die Verschiebung Δ_u kann somit anhand von Gleichung (4) als Summe der elastischen Verschiebung Δ_y und der plastischen Verschiebung Δ_p berechnet werden.

$$\Delta_u = \theta_u L_v = \Delta_y + \Delta_p = \theta_y L_v + \theta_p\left(L_v - \frac{L_{pl}}{2}\right) \qquad (4)$$

Die plastische Verdrehung kann aus der Integration der plastischen Krümmung im plastischen Bereich berechnet werden. Gleichung (4) wird somit zu:

$$\theta_u L_v = \theta_y L_v + (\phi_u - \phi_y) L_{pl}\left(L_v - \frac{L_{pl}}{2}\right) \qquad (5)$$

Das Dividieren durch L_v liefert dann die Gleichung zur Berechnung der Sehnenverdrehung beim Versagen:

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl}\left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v}\right) \qquad (6)$$

Wobei ϕ_u die Bruchkrümmung ist, deren Berechnung in Abschnitt 3.6 diskutiert wird. Gleichung (6) wird sinngemäss zur Berechnung der Sehnenverdrehung von Stützen und Balken verwendet.

3.5 Nichtlineare Kraft-Verformungs-Beziehungen

Die genaue Erfassung des nichtlinearen Kraft-Verformungs-Verhaltens von Stahlbetonbauteilen ist recht aufwendig und nicht immer notwendig. In den meisten Fällen genügt eine bilineare Approximation dieses Verformungsverhaltens .

Abbildung 5 zeigt die wirkliche und die approximierte nichtlineare Kraft-Verformungs-Beziehung eines schlanken Kragarms. Die bilineare Approximation ist grundsätzlich durch zwei Punkte charakterisiert: (1) das nominelle Fliessen (F_y, Δ_y) und (2) das Versagen (F_u, Δ_u). Die Kräfte F_y und F_u werden mit Gleichung (7) aus dem Biegewiderstand des Bauteils im Einspannquerschnitt berechnet. Es ist dabei zu bemerken, dass der nominelle Widerstand F_y anhand

1. Bei Neubauten ist wichtig, dass die duktilitätsfördernden konstruktiven Massnahmen im Sinne von Ziffer 5.7 der Norm SIA 262 im gesamten plastischen Bereich h_{pl} und nicht nur im plastischen Gelenk L_{pl} angeordnet werden.

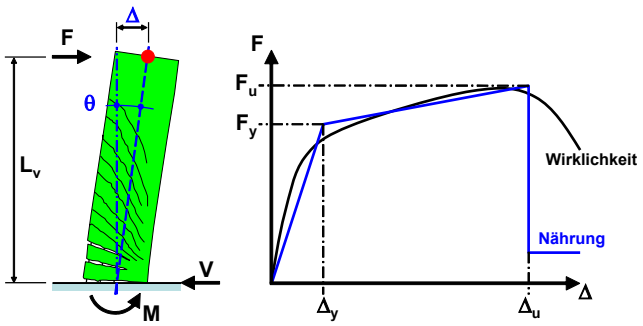


Abb. 5: Nichtlineare Kraft-Verformungs-Beziehung eines schlanken Kragarms.

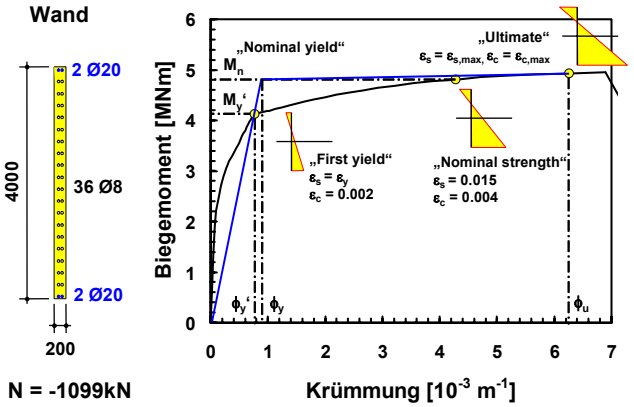


Abb. 6: Momenten-Krümmungs-Beziehung eines Wandquerschnitts.

des nominellen Biegewiderstands M_n (siehe Abschnitt 3.6) berechnet wird. Dabei ist die Verwendung unterschiedlicher Indizes historisch bedingt.

$$F = M / L_v \tag{7}$$

Die Verschiebungen Δ_y und Δ_u werden anhand von Gleichungen (2) bis (6) aus der Krümmung am Einspannquerschnitt berechnet.

Daran kann man erkennen, dass die Momenten-Krümmungs-Beziehung des Bauteils am Einspannquerschnitt eine wesentliche Rolle bei der Berechnung des nichtlinearen Verformungsverhaltens von schlanken Stahlbetonbauteilen spielt.

In der wirklichen nichtlinearen Kraft-Verformungs-Beziehung tritt nach Erreichen des maximalen Widerstands Entfestigung ein. In Abhängigkeit des Versagensmechanismus und der Beschaffenheit des Querschnitts kann der Gradient der Entfestigung mehr oder weniger ausgeprägt sein. Die Entfestigung ruft Verformungskonzentrationen hervor, was in der Regel zu einem baldigen Totalversagen führt.

Bei den bilinearen Approximationen auf Bauteilniveau wird deshalb die Entfestigungsphase meist vernachlässigt und das Versagen entspricht dem maximalen Widerstand des Bauteils.

3.6 Momenten-Krümmungs-Beziehung

Die wirkliche Momenten-Krümmungs-Beziehung eines Querschnitts kann am Besten mittels eines der vielen vorhandenen Querschnittsprogramme unter Annahme der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Baustoffe gemäss Kapitel 3.7 berechnet werden.

Das Diagramm in Abbildung 6 zeigt mit der stetig gekrümmten Kurve die Momenten-Krümmungs-Beziehung eines Wandquerschnitts.

Die bilineare Approximation wird anhand folgender Schritte konstruiert:

1) Es wird entlang der wirklichen Momenten-Krümmungsbeziehung der Punkt gesucht, welcher dem erstmaligen Fliessen des äussersten Bewehrungsstabs entspricht (“first yield”). Bei Bauteilen mit grosser Normalkraft - typischerweise Stützen - wird Fliessen als jener Zustand definiert, bei dem entweder die Stahldehnung ε_s die Fliessdehnung ε_y erreicht oder die Betonstauchung ε_c zwei Promille überschreitet. Was zuerst eintritt ist massgebend. Dieser Punkt liefert die Fliesskrümmung ϕ_y' und das Fliessmoment M_y', welche die Berechnung der elastischen Steifigkeit EI_y erlauben.

$$EI_y = \frac{M_y'}{\phi_y'} \tag{8}$$

2) Es wird entlang der wirklichen Momenten-Krümmungsbeziehung der Punkt gesucht, bei welchem entweder eine Stahldehnung $\varepsilon_s = 0.015$ oder eine Betonstauchung $\varepsilon_c = 0.004$ erreicht wird. Was zuerst auftritt ist massgebend. Dieser Punkt liefert den nominellen Biegewiderstand M_n (“Nominal Strength”), der die Berechnung der nominellen Fliesskrümmung ϕ_y erlaubt, und zwar wie folgt:

$$\phi_y = \phi_y' \cdot \frac{M_n}{M_y'} = \frac{M_n}{EI_y} \tag{9}$$

3) Der Punkt des nominellen Fliessens (“Nominal Yield”) liegt nicht auf der wirklichen Momenten-Krümmungs-Kurve und ist durch die Grössen M_n und ϕ_y charakterisiert.

4) Es wird entlang der wirklichen Momenten-Krümmungs-Beziehung der Punkt gesucht, bei welchem entweder eine Stahldehnung $\varepsilon_s = \varepsilon_{s,max}$ oder eine Betonstauchung $\varepsilon_c = \varepsilon_{c,max}$ erreicht wird. Was zuerst auftritt, ist massgebend. $\varepsilon_{c,max}$ und $\varepsilon_{s,max}$ sind die maximal anzunehmenden Stauchungen bzw. Dehnungen in den Baustoffen und werden im Kapitel 3.7 diskutiert. Durch diesen Punkt wird das Versagen des Bauteils (“Ultimate Limit State”) definiert und die Bruchkrümmung ϕ_u sowie der Bruchwiderstand M_u charakterisiert.

Die zuvor beschriebene Prozedur zur Bestimmung der bilinearen Approximation ist allgemein anerkannt und

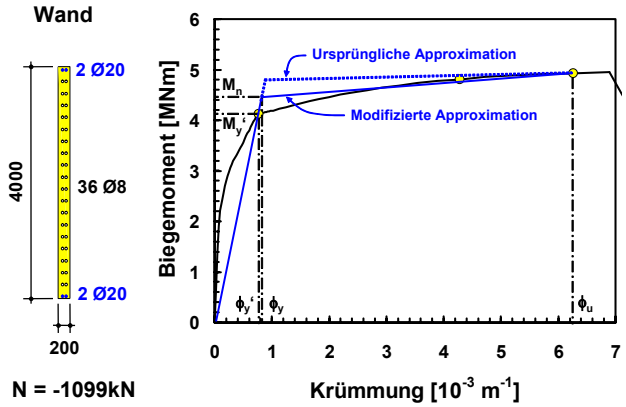


Abb. 7: Anpassung der berechneten Momenten-Krümmungs-Beziehung, um die wirkliche Momenten-Krümmungs-Beziehung besser zu approximieren.

wurde deshalb im Merkblatt SIA 2018 übernommen. Sie wurde jedoch ursprünglich für duktil gestaltete Querschnitte entwickelt, so dass sie bei nicht-duktilen Querschnitten zu nicht optimalen Resultate führen könnte. In Abbildung 6 ist zum Beispiel zu bemerken, dass der resultierende nominelle Biegewiderstand M_n eher zu hoch ausfällt und dementsprechend die plastische Steifigkeit sehr gering ist. Es sind deshalb folgende zusätzliche Punkte zu bemerken:

- Die Berechnung der elastischen Steifigkeit gemäss Punkt 1 hat sich auch bei nicht-duktilen Tragwerken bewährt.
- Bei nicht-duktilen Tragwerken kann die Bestimmung des nominellen Biegewiderstands gemäss Punkt 2 zu offensichtlich zu hohen Werten von M_n führen. Ist dies der Fall, soll ein neuer Wert von M_n geschätzt werden, so dass der plastische Teil der bilinearen Approximation eine bessere Nährung der wirklichen Momenten-Krümmungs-Beziehung darstellt. Ein Beispiel dieser Anpassung ist in Abbildung 7 dargestellt. Diese nachträgliche Anpassung ist besonders bei Tragwerken, bei denen die Ausbildung zahlreicher plastischer Gelenke zu erwarten ist, besonders wichtig.

Ziffer 6.2.9 des Merkblatts SIA 2018 enthält Gleichungen, um die Fliesskrümmung von einfachen Bauteilen zu schätzen. Die Gleichungen erlauben somit einerseits die Überprüfung der Resultate aus Momenten-Krümmungs-Berechnungen andererseits die schnelle Schätzung der Fliessverschiebung des Bauteils anhand von Gleichungen (1) und (2).

3.7 Mechanische Eigenschaften der Baustoffen

Zur Bestimmung des Verformungsvermögens von Bauteilen werden charakteristische Werte der Materialeigenschaften verwendet (SIA 2018 Ziffer 6.2.4). Nur die Berechnung des Querkraftwiderstands eines Bauteils wird unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften bestimmt (SIA 2018 Ziffer 6.2.15.4).

Die Überprüfung eines Gebäudes anhand des verformungsbasierten Verfahrens strebt eine realistische Erfassung seines Verformungsverhaltens an. Dieses Ziel kann nur erreicht werden, wenn für die Berechnungen mechanische Eigenschaften angenommen werden, die den im Tragwerk tatsächlich vorhandenen Eigenschaften ähnlich sind. Die Verwendung von Bemessungswerten der Materialeigenschaften zur Bestimmung des Verformungsvermögens ist nicht vertretbar, weil vor allem der grosse Widerstandsbeiwert γ_c für Beton zur Annahme unrealistischer Dehnungsebenen führen würde. Die somit berechnete Momenten-Krümmungs-Beziehung würde zu einer offensichtlich falschen Schätzung des Verformungsvermögens führen. Bei der Verfassung des Merkblatts SIA 2018 wurde ebenfalls die Möglichkeit untersucht, das verformungsbasierte Verfahren anhand von mittleren Werten der Materialeigenschaften durchzuführen. Aufgrund der Schwierigkeiten, die mit der Bestimmung glaubwürdiger Mittelwerte verbunden sind, wurde diese Möglichkeit jedoch nicht weiter verfolgt.

Das Verformungsvermögen wird mit charakteristischen Werten der Materialeigenschaften berechnet, d.h. ohne Berücksichtigung der Widerstandsbeiwerte. Die somit berechnete Sehnenverdrehung θ_u beim Versagen darf für die Beurteilung der Erdbebensicherheit nicht verwendet werden. Die Beurteilung der Erdbebensicherheit erfolgt statt dessen anhand des maximalen Verformungsvermögens θ_{max}, das mit Gleichung (10) bestimmt wird.

$$\theta_{max} = \frac{\theta_u}{\gamma_D} \qquad (10)$$

γ_D ist der Partialfaktor für das Verformungsvermögen. Er kompensiert die günstigeren Annahmen durch Verwendung der charakteristischen Materialeigenschaften und beträgt für Stahlbeton:

$$\gamma_D = 1.3 \qquad (11)$$

Abbildung 8 zeigt materialspezifische, idealisierte Spannungs-Dehnungs-Diagramme zur Untersuchung von Betonbauten, die in den nächsten Abschnitten kurz diskutiert werden.

3.7.1 Beton

Gleichung (8) des Merkblatts SIA 2018 (2004) schreibt die Form des Spannungs-Dehnungs-Diagramms zur verformungsbasierten Untersuchung von Betonbauten vor. Sie weicht von der Form aus Gleichung (26) der Norm SIA 262 (2003) bewusst ab. Die Gleichung im Merkblatt sieht nach Erreichen des maximalen

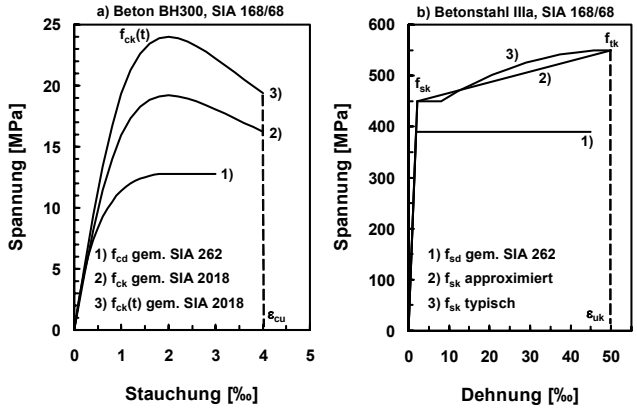


Abb. 8: Beispiel von idealisierten Spannungs-Dehnungs-Diagramme zur Untersuchung von Betonbauten.

Widerstands eine Entfestigung vor; sie erlaubt zugleich jedoch die Annahme einer grösseren Bruchstauchung ε_{cu} gegenüber der Norm. Beide Gleichungen führen bei einem gegebenen Querschnitt zum praktisch gleichen rechnerischen Bruchbiegewiderstand. Die Gleichung des Merkblatts führt jedoch zu einem leicht höheren, realistischeren Verformungsvermögen.

Bei den meisten bestehenden Betonbauten ist die Biegedruckzone der Bauteile nicht umschnürt. Die Bruchstauchung, die dabei angenommen werden kann, beträgt somit $\varepsilon_{cu} = 0.004$. Falls doch eine Umschnürung vorhanden ist, können grössere Werte für ε_{cu} angenommen werden. Ansätze zur Berechnung der Bruchstauchung und der Druckfestigkeit von umschnürtem Beton sind zum Beispiel in Priestley et al. (1996) und in SIA D0171 (2002) zu finden.

Bei der Berechnung des Momenten-Krümmungs-Diagramms eines Querschnitts beträgt die maximal anzunehmende Betonstauchung $\varepsilon_{c,\,max}$:

$$\varepsilon_{c,\,max} = \varepsilon_{cu} \tag{12}$$

Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit $f_{ck}(t)$ mit zunehmendem Betonalter ist gemäss Ziffer 3.2.1.3 des Merkblatts SIA 2018 zu berücksichtigen. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit wirkt sich günstig auf den Biegewiderstand und auf das Verformungsvermögen eines Querschnitts aus, vor allem wenn Versagen der Biegedruckzone zu erwarten ist.

3.7.2 Betonstahl

Das charakteristische Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Betonstahl ist grundsätzlich durch die Fliessgrenze f_{sk}, die Zugfestigkeit f_{tk} und die Bruchdehnung ε_{uk} definiert. Die Werte sind entweder aus Tabelle 6 des Merkblatts SIA 2018 zu wählen oder gemäss Tabelle 4 der Norm SIA 262/1 experimentell zu ermitteln.

Bei der Berechnung des Momenten-Krümmungs-Diagramms wird empfohlen den typischen Verlauf des Spannung-Dehnungs-Diagramms des Betonstahls gemäss Kurve 3 in Abbildung 8 zu verwenden. Als Alternative kann eine bilineare Approximation entsprechend Kurve 2 in Abbildung 8 angenommen werden.

Die maximale Stahldehnung $\varepsilon_{s,\,max}$, die bei der Festlegung der Bruchkrümmung ϕ_u bzw. des Bruchwiderstands M_u angenommen werden kann (siehe Abschnitt 3.6), ist durch Gleichung (13) definiert.

$$\varepsilon_{s,\,max} = \alpha \cdot \varepsilon_{su} \tag{13}$$

Im Allgemeinen gilt $\alpha = 1$, weil infolge zyklischer Beanspruchung der Verbund zwischen Bewehrung und Beton weitgehend zerstört wird. In schwach bewehrten Querschnitten, bei denen nur eine beschränkte Rissebildung möglich ist (siehe Priestley et al. (1996)) soll jedoch $\alpha < 1$ angenommen werden. Im Merkblatt SIA 2018 wird empfohlen $\alpha = 0.5$ anzunehmen, wenn der nominelle Biegewiderstand M_n des Querschnitts kleiner als das doppelte Rissmoment M_{cr} ist. In dieser Hinsicht entspricht α dem Verbundkoeffizient κ nach Bachmann (1991). Hier kann α jedoch auch verwendet werden, um die maximale Stahldehnung in Fällen zu begrenzen, in denen zum Beispiel die Längsbewehrung im plastischen Bereich gestossen wird, aber aufgrund ausreichender Übergreifungslänge und Querbewehrung trotzdem das verformungsbasierten Verfahren angewendet werden kann. In einem solchen Fall ist α vorsichtig anzunehmen.

3.8 Tragfähigkeit des Tragwerks mit dem verformungsbasierten Verfahren

Das Vorgehen zur Überprüfung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Gebäudes geht aus Ziffer 2.4 des Merkblatts SIA 2018 hervor. Dabei sind die Analyse und die Bestimmung der Tragfähigkeit des Tragwerks notwendig und, sofern diese verformungsbasiert stattfinden, können sie folgendermassen durchgeführt werden.

1) *Charakterisierung des nichtlinearen Verformungsverhaltens jedes Bauteils*.
2) *Bestimmung des modalen Einmassenschwingers äquivalent zur Grundschwingungsform des Tragwerks*. Dabei sind die modale Masse m^*, der Partizipationsfaktor Γ und der Eigenvektor $\overline{\phi_1}$ zu bestimmen (siehe SIA D0171). $\overline{\phi_1}$ soll beim obersten horizontalen Freiheitsgrad auf 1 normiert werden.
3) *Berechnung der nichtlinearen Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks*. Zur Berechnung der sogenannte “pushover” Kurve ist eine horizontale

Ersatzkraft F_d unter konstanten Schwerelasten schrittweise zu steigern bis Versagen des Tragwerks eintritt. Die Verteilung von F_d über die Höhe des Tragwerks ist affin zu $\overline{\phi}_1$. Die “pushover” Kurve stellt die Beziehung zwischen F_d und der horizontalen Verschiebung des Gebäudes w dar.

4) *Berechnung der Kapazitätskurve*. Die Kapazitätskurve wird aus der “pushover” Kurve berechnet, indem w durch Γ und F_d durch m^* dividiert wird.
5) *Schätzung des Verformungsbedarfs w_d infolge Erdbeben.* Dies geschieht am Besten anhand von elastischen Bemessungsspektren im ADRS-Format. Diesbezüglich wird auf die Beiträge “Tragwerksanalyse” und “Erdbebeneinwirkung” in SIA D0211 (2005) verwiesen.
6) *Überprüfung des Querkraftwiderstands der Bauteile*, wenn die horizontale Verschiebung das Tragwerks entweder das Verformungsvermögen $w_{R,d}$ oder den Verformungsbedarf w_d erreicht. Querkraftversagen ist spröde und muss unbedingt vermieden werden. Aus diesem Grund soll die vorhandene Querkraft V_d gemäss Ziffer 6.2.15 des Merkblatts SIA 2018 zur Berücksichtigung der oberen Eigenschwingungsformen und der Biegeüberfestigkeit der Querschnitte auf V_d^+ erhöht werden. Der Querkraftwiderstand V_{Rd} des Bauteils wird nach Norm SIA 262 (2003) unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften berechnet. Der Widerstand wird bewusst mit Bemessungswerten der Materialeigenschaften und nicht mit deren charakteristischen Werten berechnet, um genügend Sicherheit gegen ein Querkraftversagen zu gewährleisten. Kann dieser Nachweis nicht erbracht werden, so ist das Bauteil als beschränkt verformungsfähig zu betrachten und das Tragwerk mit dem kräftebasierten Verfahren zu untersuchen.

Das zuvor in den Schritten 1 bis 6 beschriebene Vorgehen wird im nächsten Kapitel anhand eines Beispiels kurz erläutert.

4 ANWENDUNGSBEISPIEL

In diesem Kapitel wird die verformungsbasierte Untersuchung der Erdbebensicherheit eines Gebäudes nach Ziffer 2.4.2.1. des Merkblatts SIA 2018 in einer verkürzten Version vorgestellt. Das untersuchte Gebäude ist in Abbildung 9 dargestellt. Es handelt sich um ein 5-stöckiges Gebäude aus den sechziger Jahren. Das Gebäude ist fiktiv und wurde so konzipiert, dass es unterschiedliche Tragsysteme in den beiden Hauptrichtung aufweist. Dies erlaubt die Diskussion verschiedener Aspekte des verformungsbasierten Verfahrens. Es werden nicht alle Berechnungsschritte

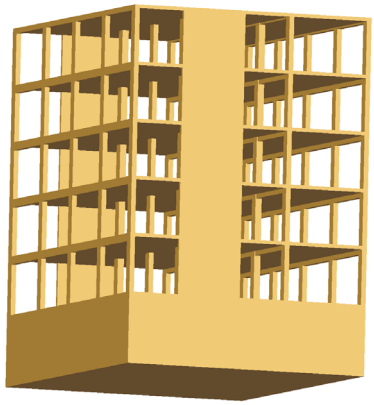


Abb. 9: 5-stöckiges Stahlbetongebäude.

explizit durchgeführt, jedoch werden alle Informationen gegeben, um eine exakte Nachrechnung des Gebäudes durchführen zu können.

4.1 Das Beispielgebäude

4.1.1 Abmessungen, Tragsystem und Lastannahmen

Die Abmessungen des Gebäudes gehen aus Abbildung 10 hervor. In Querrichtung ist das Gebäude durch zwei gleiche Tragwände ausgesteift, weshalb diese Richtung im Weiteren als “Wandrichtung” bezeichnet wird. In Längsrichtung erfolgt die Aussteifung hingegen durch drei Stahlbetonrahmen. Die Längsrichtung wird nachfolgend als “Rahmenrichtung” bezeichnet. Alle Decken bestehen aus monolithischem Stahlbeton. Jedes vertikale Tragelement im Grundriss des Gebäudes ist nummeriert und die drei Rahmen werden mit Grossbuchstaben gemäss Abbildung 10 bezeichnet. Bezüglich der Lasten wurden folgende Annahmen getroffen:

Eigengewicht: $\gamma_k = 25\,\mathrm{kN/m^3}$ (14)

Wohnungsauflasten: $q_k = 5\,\mathrm{kN/m^2}$ (15)

Dachauflasten: $q_k = 1\,\mathrm{kN/m^2}$ (16)

Wohnungsnutzlasten: $q_k = 2\,\mathrm{kN/m^2}$, $\psi_2 = 0.3$ (17)

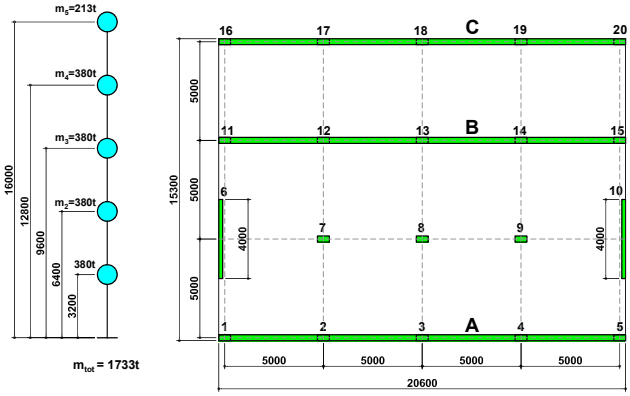


Abb. 10: Abmessungen und Stockwerksmassen des untersuchten Gebäudes (Abmessungen in [mm]).

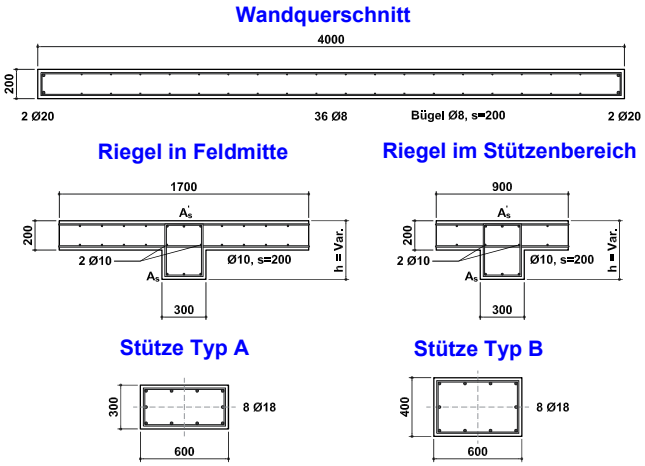


Abb. 11: Querschnitte der Bauteile (Abmessungen in [mm]).

4.1.2 Querschnitte und Bewehrung

Alle Decke haben eine konstante Dicke von $d = 200\text{mm}$. Die vorkommenden Wand-, Stützen- und Riegelquerschnitte sind in Abbildung 11 dargestellt. Es ist dabei folgendes anzumerken:

- Beide Wände haben den gleichen, konstanten Querschnitt über die gesamte Höhe des Gebäudes.
- Alle Stützen sind vom Typ A bis auf die Stützen 7, 8, 9, 12, 13, und 14 im Erdgeschoss, die vom Typ B sind.
- Obwohl die Rahmen A und C am Deckenrand liegen, wird die mitwirkende Deckenbreite vereinfachend bei allen Riegeln gleich angenommen. Sie geht aus Abbildung 11 hervor und wurde gemäss SIA 262 Ziffer 4.1.3.3.3 bestimmt.
- Die Querschnittshöhe h, die obere Bewehrung A_s' und die untere Bewehrung A_s der verschiedenen Riegel sind in Tabelle 1 angegeben.
- Wenn nichts anderes gesagt wird, wurde die Abminderung der Steifigkeit der Betonquerschnitte infolge Rissebildung gemäss Tabelle G3 aus SIA D0171 vorgenommen.

4.1.3 Materialeigenschaften

Das Gebäude ist aus Beton BH300 gebaut. Gemäss SIA 2018 Tabelle 5 und SIA 262 Ziffer 3.1.2.2.4 darf die Druckfestigkeit daher folgendermassen angenommen werden:

$$f_{ck} = 1.25 \cdot 19.2 = 24\text{MPa} \quad (18)$$

$$f_{cd} = 24/1.5 = 16\text{MPa} \quad (19)$$

$$E_c = 24\text{GPa} \quad (20)$$

Das Spannungs-Stauchungs-Diagramm des Betons entspricht Kurve 3 in Abbildung 8 links. Die Bewehrung besteht aus Betonstahl IIIa und gemäss SIA 2018 Tabelle 6 werden folgende Eigenschaften angenommen:

Typ & Ort	h [mm]	A_s' [-]	A_s [-]
1: Rahmen A+C, Feldmitte, generell:	0.40	2Ø20	3Ø14
2: Rahmen A+C, Stützenbereich, generell:	0.40	3Ø20	2Ø14
3: Rahmen A+C, Feldmitte, Dach:	0.30	2Ø14	3Ø12
4: Rahmen A+C, Stützenbereich, Dach:	0.30	3Ø14	2Ø12
5: Rahmen B, Feldmitte, generell:	0.45	2Ø22	3Ø22
6: Rahmen B, Stützenbereich, generell:	0.45	3Ø22	2Ø22
7: Rahmen B, Feldmitte, Dach:	0.30	2Ø18	3Ø14
8: Rahmen B, Stützenbereich, Dach:	0.30	3Ø18	2Ø14

Tabelle 1: Höhe und Bewehrung der Riegel.

$$f_{sk} = 450\text{MPa},\ f_{tk} = 550\text{MPa},\ (f_t/f_s)_k = 1.22 \quad (21)$$

$$f_{sd} = 390\text{MPa} \quad (22)$$

Duktilitätsklasse B, $\varepsilon_{uk} = 0.050$ (23)

Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betonstahls entspricht Kurve 3 in Abbildung 8 rechts.

4.1.4 Erdbebenzone, Bauwerks- und Baugrundklasse

Die Untersuchung der Erdbebensicherheit wird für folgende Bedingungen durchgeführt:

Erdbebenzone: Z3b, $a_{gd} = 1.6\text{m/s}^2$ (24)

Bauwerksklasse: BWK I, $\gamma_f = 1.0$ (25)

Baugrundklasse: BGK C (26)

4.2 Analyse des Gebäudes in “Wandrichtung”

Die Analyse folgt den Arbeitsschritten 1 bis 6 aus Kapitel 3.8. Jeder Schritt wird nachfolgend in einem eigenen Unterkapitel behandelt.

4.2.1 Nichtlineares Verformungsverhalten des Bauteils

Die Berechnung des Momenten-Krümmungs-Diagramms für den Einspannquerschnitt der Wand 6 erfolgt auf Basis nachstehender Bedingungen:

$$N_d = -1099\text{kN}\ \ (n = N/(A_g f_{ck}) = 0.057\ \text{OK!}) \quad (27)$$

$$\varepsilon_{c,\,max} = 0.004\ \text{(keine Umschnürung)} \quad (28)$$

$$\varepsilon_{s,\,max} = 0.5\varepsilon_{uk} = 0.025\ \text{(Übergreifungsstoss!)} \quad (29)$$

Das somit berechnete Diagramm ist in Abbildungen 6 und 7 dargestellt und seine bilineare Approximation gemäss Abbildung 7 ist durch folgende Eckgrössen definiert:

$$M_y' = 4100\text{kNm},\ \phi_y' = 0.750\times10^{-3}\text{m}^{-1} \quad (30)$$

$$EI_y = M_y'/\phi_y' = 5.49\times10^{6}\text{kNm}^2 \quad (31)$$

$$M_n = 4450\text{kNm},\ \phi_y = 0.814\times10^{-3}\text{m}^{-1} \quad (32)$$

$$M_u = 4950\text{kNm},\ \phi_u = 6.896\text{km}^{-1} \quad (33)$$

Die Wände 10 und 6 besitzen die gleichen Eigenschaften.

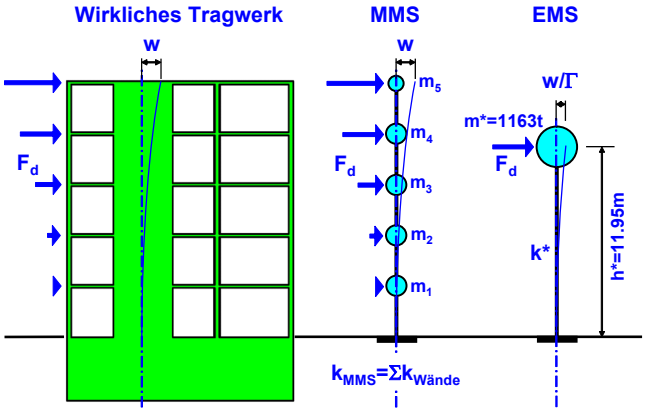


Abb. 12: Modellierung des Gebäudes in "Wandrichtung" (MMS = Mehrmassenschwinger, EMS = Einmassenschwinger).

4.2.2 Modaler Einmassenschwinger

In "Wandrichtung" weist das Gebäude ein ausgesprochen einfaches Tragverhalten auf. Der gesamte Widerstand gegen Horizontalkräfte resultiert alleine aus den beiden Stahlbetontragwänden. Die Umformung des wirklichen Tragwerks erfolgt wie in Abbildung 12 dargestellt und die genauen modalen Grössen lassen sich gemäss Anhang 2 aus SIA D0171 leicht berechnen. Sie betragen:

$$\overline{\phi_1} = \begin{bmatrix} 0.063 & 0.2271 & 0.4573 & 0.7224 & 1 \end{bmatrix} \quad (34)$$

Partizipationsfaktor: $\Gamma = 1.507$ (35)

Modale Masse: $m^* = 1163\text{t}$ (36)

Modale Höhe: $h^* = 11.95\text{m}$ (37)

4.2.3 Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks

Um das Verformungsverhalten des Gebäudes zu beschreiben, wird nicht direkt dessen Kraft-Verformungs-Beziehung, d.h. die F_d-w-Kurve, berechnet, sondern die entsprechende Beziehung des äquivalenten modalen Einmassenschwingers (EMS) (siehe Abbildung 12 rechts). Diese Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten modalen EMS wird durch die F_d-w/Γ-Kurve beschrieben. Die beiden Kurven unterscheiden sich lediglich durch den Faktor Γ und die zweite lässt sich in diesem Fall einfacher berechnen. Hierfür ist zunächst die Länge des plastischen Gelenks zu bestimmen:

$$L_{pl} = 1.0 \cdot (0.08 \cdot 11950 + 0.022 \cdot 450 \cdot 20) = 1154\text{mm} \quad (38)$$

Anschliessend ist die nichtlineare F_d-w/Γ-Kurve einer Wand wie folgt zu ermitteln:

$$F_y = M_n/h^* = 4450/11.95 = 372\text{kN} \quad (39)$$

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{h^*}{3} = 0.814\times10^{-3} \cdot \frac{11.95}{3} = 3.242\times10^{-3} \quad (40)$$

$$w_y/\Gamma = \theta_y \cdot h^* = 3.242\times10^{-3} \cdot 11.95 = 0.039\text{m} \quad (41)$$

$$F_u = M_u/h^* = 4950/11.95 = 414\text{kN} \quad (42)$$

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl}\left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{h^*}\right) = 9.922\times10^{-3} \quad (43)$$

$$w_u/\Gamma = \theta_u \cdot h^* = 9.922\times10^{-3} \cdot 11.95 = 0.119\text{m} \quad (44)$$

Die nichtlineare Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten modalen EMS ergibt sich aus der Summe der F_d-w/Γ-Kurven der beiden Wände und ist in Abbildung 13 dargestellt. Die Eckgrössen der nichtlinearen Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten modalen EMS sind:

$$F_y = 2 \cdot 372 = 744\text{kN},\ w_y/\Gamma = 0.039\text{m} \quad (45)$$

$$F_u = 2 \cdot 414 = 828\text{kN},\ w_u/\Gamma = 0.119\text{m} \quad (46)$$

Damit kann die Grundschwingzeit des äquivalenten modalen EMS berechnet werden, die per Definition der Grundschwingzeit des Tragwerks entspricht:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{F_y/(w_y/\Gamma)}} = 2\pi\sqrt{\frac{1163}{744/0.039}} = 1.55\text{s} \quad (47)$$

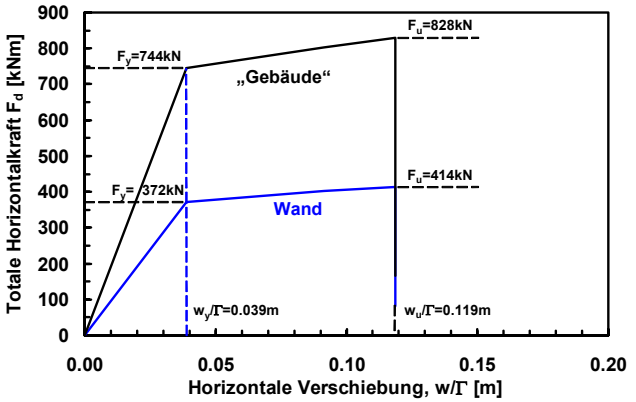


Abb. 13: Kraft-Verformungs-Beziehung des modalen Einmassenschwingers äquivalent zur Grundschwingungsform des Gebäudes in "Wandrichtung".

4.2.4 Berechnung der Kapazitätskurve

Die Kapazitätskurve des Tragwerks ergibt sich durch Division der Kraft in der Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten Einmassenschwingers durch die modale Masse $m^* = 1163\text{t}$ des Tragwerks. Die Kapazitätskurve des Tragwerks in "Wandrichtung" ist in Abbildung 14 dargestellt.

4.2.5 Schätzung des Verformungsbedarfs w_d

Der Verformungsbedarf w_d/Γ entspricht der spektralen Ordinate $S_{ud}(T = 1.55)$ des elastischen Bemessungsspektrums der Verschiebung gemäss Ziffer 5.3.2 aus SIA 2018. Die Ordinate wird berechnet für Z3b,

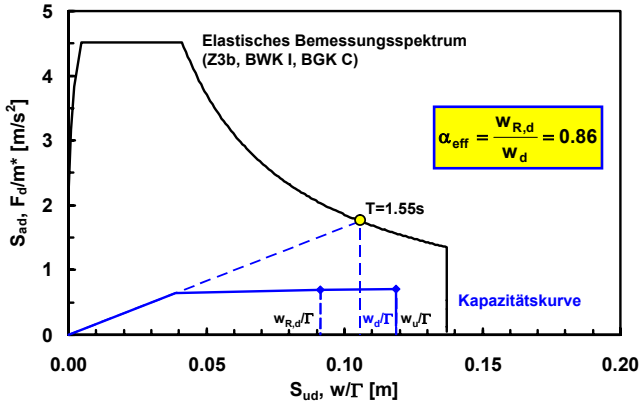


Abb. 14: Beurteilung der Erdbebensicherheit des Gebäudes in “Wandrichtung”.

BWK I, BGK C sowie eine Grundschwingzeit von $T = 1.55\text{s}$ und beträgt:

$$w_d/\Gamma = S_{ud}(T = 1.55) = 0.106\text{m} \tag{48}$$

Das maximale Verformungsvermögen des Tragwerks beträgt:

$$\frac{w_{R,d}}{\Gamma} = \frac{w_u}{\gamma_D \cdot \Gamma} = \frac{0.119}{1.3} = 0.092\text{m} < 3\frac{w_y}{\Gamma} \text{ OK!} \tag{49}$$

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} gemäss Ziffer 9.1.2 von SIA 2018 folgt somit zu:

$$\alpha_{eff} = \frac{w_{R,d}}{w_d} = \frac{0.092}{0.106} = 0.87 \tag{50}$$

Das angenommene elastische Bemessungsspektrum und die Kapazitätskurve des Gebäudes in “Wandrichtung” sind in Abbildung 14 dargestellt.

4.2.6 Überprüfung des Querkraftwiderstands

Die Wände müssen für die erhöhte Querkraft V_d^+ überprüft werden. Gemäss Ziffer 6.2.15.2 von SIA 2018 und Ziffer 4.3.9.4.4 von SIA 262 beträgt V_d^+:

$$\begin{aligned} V_d^+ &= \kappa \cdot V_d = \left(0.9 + \frac{n}{10}\right) \cdot F_u \\ &= \left(0.9 + \frac{5}{10}\right) \cdot 414 = 580\text{kN} \end{aligned} \tag{51}$$

Bei der Überprüfung des Querkraftwiderstands soll sowohl das Versagen der Querbewehrung als auch der Druckdiagonalen überprüft werden:

1) Überprüfung der Querbewehrung gemäss SIA 262 Ziffer 4.3.3.4.3:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot\alpha \\ &= \frac{2 \cdot 50.3}{200} \cdot (0.9 \cdot 3970) \cdot 390 \cdot \cot 45 \\ &= 700915\text{N}=701\text{kN} > 580\text{kN} \quad \text{OK!} \end{aligned} \tag{52}$$

2) Überprüfung der Druckdiagonale gemäss SIA 262 Ziffer 4.3.3.4.5:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \sin\alpha\cos\alpha \\ &= 200 \cdot (0.9 \cdot 3970) \cdot 0.4 \cdot 16 \cdot \sin 45 \cos 45 \\ &= 2246400\text{N} = 2246\text{kN} > 580\text{kN} \quad \text{OK!} \end{aligned} \tag{53}$$

4.3 Analyse des Gebäudes in “Rahmenrichtung”

Die Analyse folgt den Arbeitsschritten 1 bis 6 aus Kapitel 3.8. Jeder Schritt wird in einem eigenen Unterkapitel behandelt.

4.3.1 Nichtlineares Verformungsverhalten des Bauteils

Jeder Rahmen wird in einem Finite-Elemente-Programm mit nichtlinearen Berechnungsmöglichkeiten modelliert. Sowohl Stützen als auch Riegel werden gemäss Abbildung 15 durch lineare Stabelemente mit konzentrierten nichtlinearen Endgelenken (“lumped plasticity elements”) abgebildet.

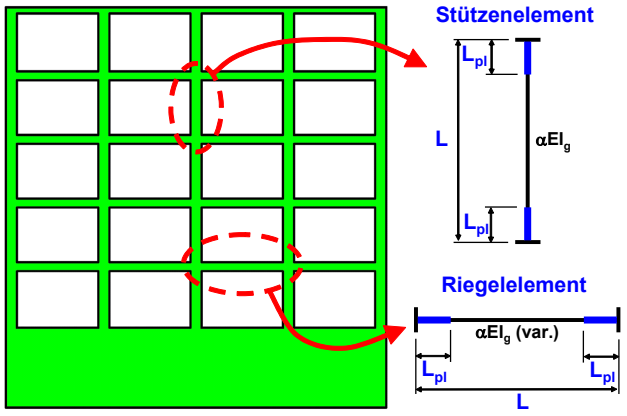


Abb. 15: Modellierung des Gebäudes in “Rahmenrichtung”.

Die elastische Steifigkeit αEI_g des Stützenelements ergibt sich durch Multiplikation der Steifigkeit im ungerissenen Zustand EI_g mit dem Abminderungsfaktor α zur Berücksichtigung der Rissebildung. EI_g wird aus den geometrischen Eigenschaften der Stütze (Abbildung 11) und den Materialeigenschaften aus Kapitel 4.1.3 bestimmt. α wird unter Berücksichtigung der Normalkraft in den Stützen infolge Schwerelasten aus Tabelle G3 von SIA D0171 abgelesen. Die Steifigkeit αEI_g wird in jeder Stütze während der gesamten Berechnung (siehe Kapitel 4.3.3) konstant gehalten, auch wenn die Normalkraft in den Stützen infolge Rahmenwirkung eigentlich variiert.

Die nichtlinearen Eigenschaften der Endgelenke in den Stützenelementen werden durch starr-plastische Momenten-Verdrehungs-Beziehungen beschrieben. Diese Beziehungen sind folgendermassen zu bestimmen:

1) Berechnung der Momenten-Krümmungs-Beziehung des Stützenquerschnitts unter Berücksichtigung der vorhandenen Normalkraft. Abbildung 16 zeigt die Momenten-Krümmungs-Beziehungen der

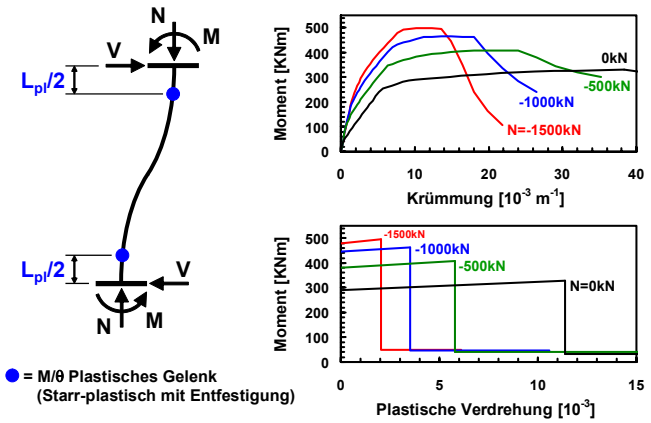


Abb. 16: Eigenschaften der in Abbildung 11 dargestellten Stützenelemente vom Typ A.

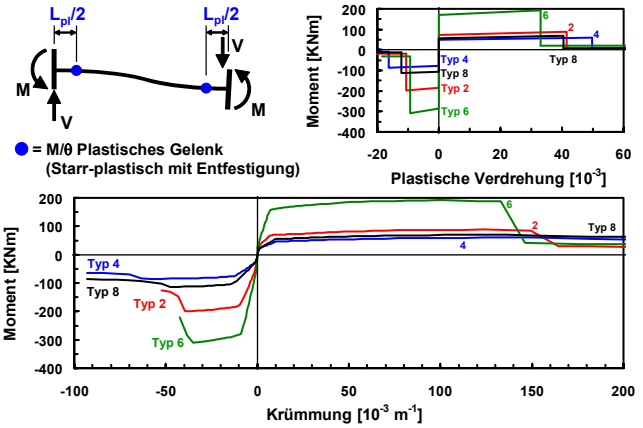


Abb. 17: Eigenschaften der Riegelelemente. Die angegebenen Typen beziehen sich auf Tabelle 1.

Stützen vom Typ A für vier verschiedene Normalkräfte, die den gesamten Bereich der zu erwartenden Stützennormalkräfte abdecken. In diesem Fall ist zu bemerken, dass bei der grössten Normalkraft $N = 1500\text{kN}$ (entsprechend einer bezogenen Normalkraft von $n = 0.35$) das vorhandene Krümmungsduktilitätsangebot nur etwa $\mu_\phi \cong 2$ beträgt.

2) Bilineare Approximation der soeben berechneten Momenten-Krümmungs-Beziehung gemäss Kapitel 3.6 bestimmen.

3) Berechnung der Momenten-Verdrehungs-Beziehungen des Querschnitts für eine Länge des plastischen Gelenks von:

$$L_{pl} = 1.0 \cdot (0.08 \cdot 1600 + 0.022 \cdot 450 \cdot 18) = 306\text{mm} \quad (54)$$

4) Berechnung der starr-plastischen Momenten-Verdrehungs-Beziehung in den Gelenken. Entspricht dem plastischen Teil der unter Punkt 3 berechneten Kurven. Für die Stützen vom Typ A sind diese Beziehungen in Abbildung 16 dargestellt.

Für die Riegelelemente erfolgt die Bestimmung der Eigenschaften auf ähnliche Art und Weise. Nur im elastischen Teil des Elements werden unterschiedliche Biegesteifigkeiten berücksichtigt, um die unterschiedlichen Querschnitte in Feldmitte und im Stützenbereich zu berücksichtigen (siehe Abbildung 11). Die nichtlinearen Eigenschaften der Riegelgelenke sind in Abbildung 17 dargestellt.

Die nichtlinearen Eigenschaften der Stützen und Riegel wurden im vorliegenden Fall unter Annahme folgender maximaler Dehnungen bestimmt:

$$\varepsilon_{c,max} = 0.004 \quad (55)$$

$$\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{uk} = 0.050 \quad (56)$$

Die Flexibilität der Rahmenknoten wurde in diesem Beispiel nicht explizit berücksicht. Sie wurde nur behelfsmässig berücksichtigt, indem die frei Länge der Stützen und Riegel gleich dem Achsabstand zwischen den angrenzenden Elemente gesetzt wurde.

4.3.2 *Modaler Einmassenschwinger*

Die genauen modalen Eigenschaften des Tragwerks sollten aus einer 3D-Modellierung des Gebäudes mit einem Finite-Elemente-Programm bestimmt werden. Im Rahmen dieses Beispiels werden jedoch als erste grobe Näherung die modalen Eigenschaften eines regelmässigen Rahmentragwerks verwendet. Diese Eigenschaften können anhand von Bild G.6 und Tabelle G2 aus SIA D0171 berechnet werden. Sie betragen:

$$\overline{\phi_1} = \begin{bmatrix} 0.2846 & 0.5462 & 0.7635 & 0.9190 & 1 \end{bmatrix} \quad (57)$$

Partizipationsfaktor: $\Gamma = 1.252$ (58)

Modale Masse: $m^* = 0.879 \cdot m_{tot} = 1523t$ (59)

Modale Höhe: $h^* = 0.703 \cdot h_{tot} = 11.25\text{m}$ (60)

4.3.3 *Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks*

Das Beispielgebäude ist in Rahmenrichtung leicht asymmetrisch. Die Belastung durch im Massenzentrum jeden Stockwerks wirkender Horizontallasten würde daher eine Verdrehung des Gebäudes hervorrufen. Rahmen A würde dabei die grössten Verformungen erfahren. Die Behandlung dieser Torsionseffekte würde den Rahmen dieses einfachen Beispiels sprengen, weshalb sie hier vernachlässigt wird. Für ihre Behandlung wird auf Kapitel G.8 aus SIA D0171 oder auf Kapitel 3 aus FEMA 356 verwiesen.

Dank dieser Vereinfachung kann die Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks hier als Summe der Kraft-Verformungs-Beziehungen der drei Rahmen berechnet werden. Die Verteilung der Horizontalkraft F_d über die Höhe ist bei jedem Rahmen affin zum Eigenvektor $\overline{\phi_1}$ aus Gleichung (57).

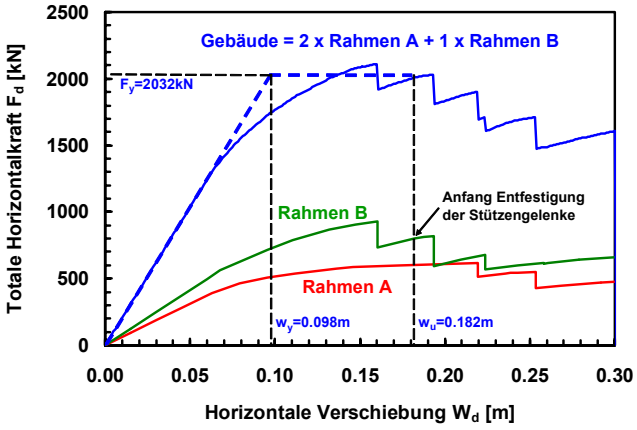


Abb. 18: Kraft-Verformungs-Beziehung des Gebäudes in "Rahmenrichtung".

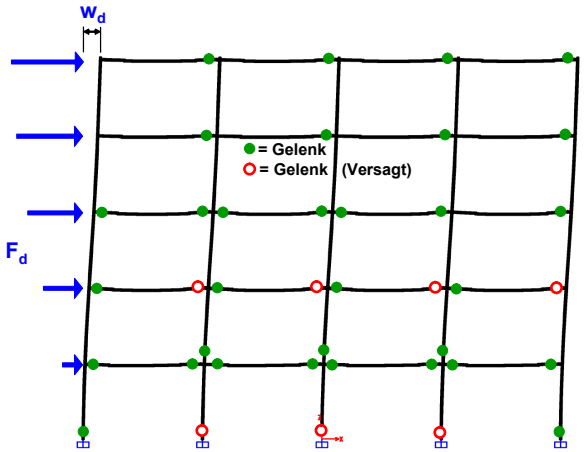


Abb. 19: Verformungsfigur von Rahmen "B" beim Versagen.

Die Kraft-Verformungs-Beziehung der Rahmen A und B sowie des gesamten Tragwerks in "Rahmenrichtung" sind in Abbildung 18 dargestellt. Die Versagensverschiebung w_u des Gebäudes wird erreicht, wenn drei Stützen (Stützen 12, 13 und 14 in Abbildung 10) im Erdgeschoss von Rahmen B versagen.

Eigentlich ist schon vor dem Erreichen dieses Zustands ein Abfall der Kraft-Verformungs-Beziehung erkennbar. Bei einer Verschiebung von $w = 0.16\text{m}$ versagen drei Riegelgelenke im 2. OG (siehe Abbildung 18). Solange der Kraftabfall kleiner als 20% der Maximalkraft ist, kann normalerweise ein solches lokales Versagen in Kauf genommen werden (siehe Paulay & Priestley (1992)). Das Versagen der Biegegelenke in den Riegeln erzeugt eine Umlagerung der Schnittkräfte, die nicht zum Einsturz führt, solange diese Biegegelenke noch in der Lage sind, die Riegelquerkräfte infolge Schwerelasten und Erdbeben zu übertragen. Diese Fähigkeit wird im Rahmen des vorliegenden Beispiels angenommen, weil beim Versagen des Biegegelenks (Versagen der Biegedruckzone) die kräftige Längsbewehrung des Riegels noch intakt ist.

Das Versagen der drei Stützen führt zu einem Abfall der Kraft bis auf $F_d = 1808\text{kN}$. Dies entspricht 86% der maximal erreichten Kraft von $F_d = 2112\text{kN}$ und wäre gemäss des zuvor erwähnten Versagenskriteriums noch akzeptabel. Das Versagen von schwer belasteten Stützen kann hingegen nicht in Kauf genommen werden, da ihre Fähigkeit grosse Normalkräfte zu tragen, nicht mehr sichergestellt wäre.

Aus der bilinearen Approximation der Kraft-Verformungs-Beziehung des ganzen Tragwerks lässt sich die Grundschwingzeit des Gebäudes schätzen:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{F_y/(w_y/\Gamma)}} = 2\pi\sqrt{\frac{1523}{2032/(0.098/1.252)}} = 1.52\text{s} \quad (61)$$

4.3.4 Berechnung der Kapazitätskurve

Die Kapazitätskurve des Tragwerks ergibt sich durch Division der Kraft F_d in der Kraft-Verformungs-Beziehung durch die modale Masse $m^* = 1523\text{t}$ und durch Division der Verschiebung w durch den Partizipationsfaktor $\Gamma = 1.252$. Die Kapazitätskurve des Tragwerks in "Rahmenrichtung" ist in Abbildung 20 dargestellt.

4.3.5 Schätzung des Verformungsbedarfs w_d

Der Verformungsbedarf w_d/Γ, berechnet für Z3b, BWK I, BGK C sowie für eine Grundschwingzeit von $T = 1.52\text{s}$, beträgt:

$$w_d/\Gamma = S_{ud}(T = 1.52) = 0.106\text{m} \quad (62)$$

Das maximale Verformungsvermögen des Tragwerks beträgt:

$$\frac{w_{R,d}}{\Gamma} = \frac{w_u}{\gamma_D \cdot \Gamma} = \frac{0.182}{1.3 \cdot 1.252} = 0.112\text{m} < 3\frac{w_y}{\Gamma} \text{ OK!} \quad (63)$$

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} gemäss Ziffer 9.1.2 von SIA 2018 folgt somit zu:

$$\alpha_{eff} = \frac{w_{R,d}}{w_d} = \frac{0.112}{0.104} = 1.07 \quad (64)$$

Das angenommene elastische Bemessungsspektrum und die Kapazitätskurve des Gebäudes in "Rahmenrichtung" sind in Abbildung 20 dargestellt.

4.3.6 Überprüfung des Querkraftwiderstands

Der Querkraftwiderstand der Stützen und Riegel soll gemäss Ziffer 6.2.15.3 SIA 2018 und nach Norm SIA 262 unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften ermittelt werden. Die Rahmenknoten wurden im numerischen Modell des Tragwerks nicht berücksichtigt und müssen im Zusammenhang mit diesem Schritt überprüft werden.

Beide Nachweise werden hier aus Platzgründen nicht durchgeführt.

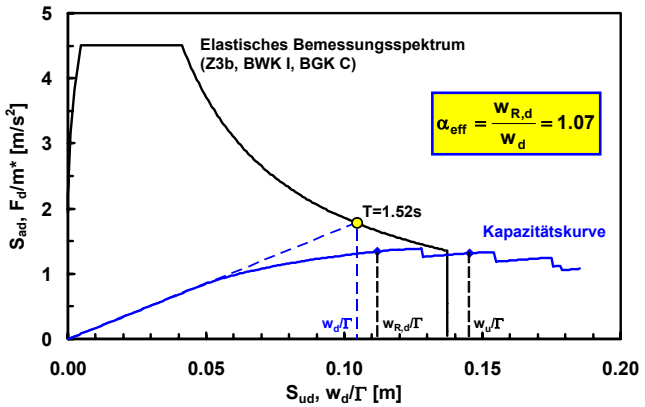


Abb. 20: Beurteilung der Erdbebensicherheit des Gebäudes in “Rahmenrichtung”.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Das verformungsbasierte Verfahren erlaubt eine wirklichkeitsnähere Erfassung des seismischen Verhaltens von Tragwerken und führt deshalb im Allgemeinen zu einer günstigeren Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude.

Wichtige Aspekte dieses neuen Verfahrens wurden behandelt, und die Abläufe anhand eines stark vereinfachten Beispiels veranschaulicht.

Die Anwendung des verformungsbasierten Verfahrens ist für Länder mässiger Seismizität, wie die Schweiz, neu, und entsprechende Erfahrungen fehlen noch. Seine Anwendung in den kommenden Jahren soll zu einer Überprüfung und Verbesserung der vorgeschlagenen Regeln führen.

6 LITERATUR

Bachmann H. (1991), *Stahlbeton I*. Vorlesungsautographie. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich.

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

Dazio A., Wenk T., Bachmann H. (1999) Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung. *IBK Bericht Nr. 239*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Birkhäuser Verlag Basel.

Dazio A. (2000), Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung. *IBK Bericht Nr. 254*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Birkhäuser Verlag Basel, 2000.

Dazio A. (2004a), Antwortspektren. *Tagungsband des SGEB Fortbildungskurses "Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen", Zürich 7. Oktober 2004.* (Erhältlich bei: http://www.ibk.ethz.ch/da/weiterbildung/kurs_071004).

Dazio A. (2004b), Stahlbeton. *Tagungsband des SGEB Fortbildungskurses "Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen", Zürich 7. Oktober 2004.* (Erhältlich bei: http://www.ibk.ethz.ch/da/weiterbildung/kurs_071004).

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

EC8-3 (2004), *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of Buildings*. Comité Européen de Normalisation(CEN), Brussels.

Fajfar P. (1999) Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, 979-993*.

FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *FEMA 356*. Federal Emergency Management Agency, Washington.

FEMA 440 (2004), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures . *FEMA 440*. Federal Emergancy Management Agency, Washington.

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

Park R., Paulay T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, New York.

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

Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996) *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. 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.

SIA D211 (2005) *Überprüfung bestehender Gebäude bezuglich Erdbeben*. Einführung in das Merkblatt SIA 2018. SIA Dokumentation. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SGEB (2004) Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen. *Tagungsband des SGEB Fortbildungskurses vom 7. Oktober 2004. in Zürich.*

Mauerwerk

Kerstin Lang, Basler&Hofmann, Ingenieure und Planer AG, Zürich
Pierino Lestuzzi, ENAC-IS-IMAC, EPFL

1 ALLGEMEINES

Unbewehrtes Mauerwerk weist eine relativ grosse Steifigkeit verbunden mit einer geringen Zugfestigkeit und einem geringen Verformungsvermögen auf. Dies wirkt sich bei Erdbebenbeanspruchungen ungünstig aus. Immer wieder zeigen starke Erdbeben die hohe Erdbebenverletzbarkeit von Mauerwerksbauten. Dabei können Mauerwerkswände nicht nur parallel zur Wandebene, sondern auch senkrecht dazu versagen. Die Nachweise der Tragsicherheit von Mauerwerkswänden sind daher für beide Beanspruchungsarten zu führen.



Abb. 1 Schadensbilder von Mauerwerksbauten

2 KRÄFTEBASIERTES VERFAHREN

In der Regel erfolgt die rechnerische Beurteilung von Mauerwerksbauteilen mit dem kräftebasierten Verfahren.

Der Verhaltensbeiwert q, welcher in Rechnung gestellt werden darf, entspricht dem Wert der Norm SIA 266 (2003) für unbewehrtes Mauerwerk (q = 1,5).

2.1 Tragwiderstand parallel zur Wandebene gemäss SIA 266

Der Tragwiderstand parallel zur Wandebene wird im Allgemeinen mit Hilfe der Norm SIA 266 bestimmt. Der Nachweis der Tragsicherheit unter Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft der Norm SIA 266 basiert auf Spannungsfeldern, bei welchen zusätzlich zur geneigten Druckstrebe eine vertikale Druckstrebe überlagert wird.

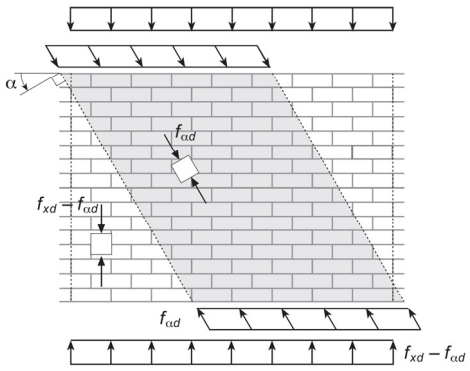


Abb. 2 Überlagerung der Druckspannungsfelder nach Norm SIA 266

Für einfache Tragwände gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn die nachstehende Bedingung erfüllt ist:

$$V_d = k_v \cdot l_1 \cdot t_w \cdot f_{yd} \qquad (1)$$

mit $l_1 = l_w - 2 \cdot \frac{M_{z1d}}{N_{xd}}$

V_d Bemessungswert der Querkraft parallel zur Wandebene
M_{z1d} Bemessungswert des Biegemoments am Kopf des Bauteils
N_{xd} Bemessungswert der wirkenden Normalkraft
l_w, t_w Länge und Breite des Bauteils
f_{yd} Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks parallel zur Lagerfuge

Der Beiwert k_v wird mit Hilfe der Figur 6 der Norm SIA 266 bestimmt.

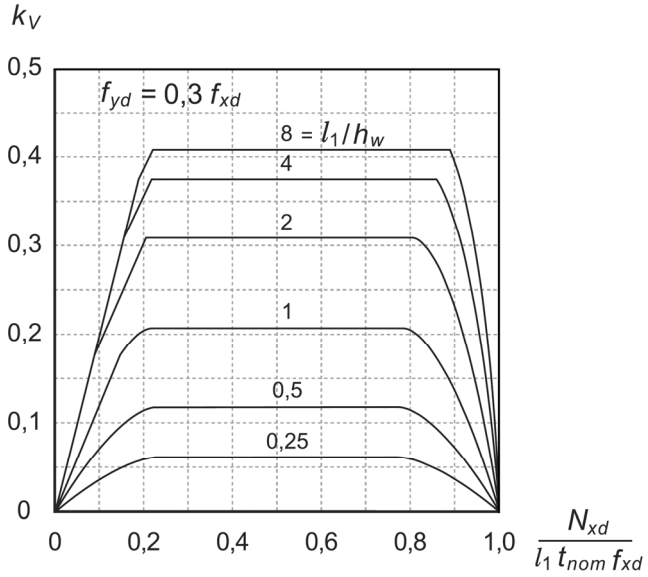


Abb. 3 Beispiel für Beiwert k_v für Schub mit Normalkraft nach Norm SIA 266, Figur 6

2.2 Weitere Modelle

Die Berechnung des Tragwiderstands nach der Norm SIA 266 ist zwar mit den Bemessungsdiagrammen recht einfach, aber iterativ und daher etwas langatmig. Ausserdem sind die eigentlichen Versagensmechanismen aus den Bemessungsdiagrammen nicht mehr erkennbar. Einfache Modelle zur Berechnung des Tragwiderstands wurden auch im Eurocode 8 (2004) und von FEMA (Federal Emergency Management Agency), z.B. in FEMA 310 (1998) oder detaillierter in FEMA 356 (2000), vorgeschlagen.

Prinzipiell wird zwischen zwei Versagensmechanismen unterschieden, einem Biegeversagen und einem Schubversagen (Abb. 4). Mit Hilfe einfacher Modelle kann damit der Tragwiderstand parallel zur Wandebene sehr schnell abgeschätzt werden. Im Folgenden werden die Modelle der FEMA dargestellt. Die Modelle des EC8 sind ähnlich.

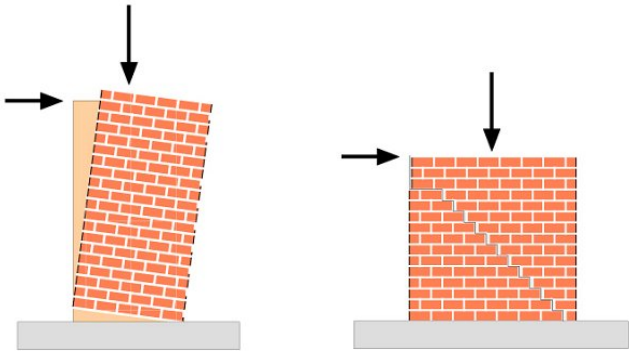


Abb. 4 Versagensmechanismen, links: Biegeversagen und rechts: Schubversagen

Für das Biegeversagen wird der horizontale Tragwiderstand mit Hilfe einer einfachen Gleichgewichtsbetrachtung berechnet:

$$V_{Rd,R} = 0{,}9 \cdot N_{xd} \cdot \frac{l_w}{2 \cdot h_0} \qquad (2)$$

h_0 Höhe des Momentennullpunkts

Für das Schubversagen wird der horizontale Tragwiderstand durch Gleiten entlang der Lagerfugen bestimmt:

$$V_{Rd,S} = 0{,}67 \cdot \nu_d \cdot l_w \cdot t_w \qquad (3)$$

mit $\nu_d = 0{,}5 \cdot \left(0{,}75 \cdot \nu_{md} + \frac{N_{xd}}{l_w \cdot t_w} \right)$

und $\nu_{md} = \frac{\nu_{mk}}{\gamma_m} \leq 0{,}35\ N/mm^2$

ν_d Bemessungswert der Schubfestigkeit des Mauerwerks
ν_{md} Bemessungswert der Schubfestigkeit des Mörtelbetts
ν_{mk} charakteristischer Wert der Schubfestigkeit des Mörtelbetts
γ_M Widerstandsbeiwert, für Mauerwerk $\gamma_M = 2{,}0$

Für Backstein- und Betonmauerwerke kann eine charakteristische Schubfestigkeit des Mörtelbetts von $\nu_{mk} = 0{,}5$ N/mm^2 angenommen werden.

Bei hohen Normalkräften kann der Biegewiderstand gemäss Gleichung (2) durch die Druckfestigkeit der überdrückten Wandfläche beschränkt werden. EC8 schlägt eine alternative Berechnung des Biegewiderstands vor, welche die Länge der überdrückten Wandfläche berücksichtigt und daher der einfachen

Gleichgewichtsbetrachtung von FEMA vorzuziehen ist:

$$V_{Rd,R} \leq \frac{l_w \cdot N_{xd}}{2 \cdot h_0} \cdot \left(1 - 1{,}15 \cdot \frac{N_{xd}}{l_w \cdot t_w \cdot f_{xd}}\right) \quad (4)$$

f_{xd} Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zur Lagerfuge

Der kleinere Wert von $V_{Rd,R}$ und $V_{Rd,S}$ bestimmt den Tragwiderstand parallel zur Wandebene und den dazugehörigen Versagensmechanismus. Die Gleichungen (2) – (4) setzen eine vollfugig vermörtelte Stossfuge voraus (η_3 = 1,5 gemäss SIA 266).

Der grosse Vorteil dieser Modelle ist ihre einfache Anwendung und der direkte Bezug zu einem Versagensmechanismus. Die so erhaltenen Tragwiderstände stimmen in der Regel gut mit Versuchsresultaten überein. Allerdings sind die Gleichungen unter Umständen sehr sensibel bezüglich den Materialparametern. D.h. leichte Änderungen in diesen können in einigen Fällen dazu führen, dass ein anderer Versagensmechanismus kritisch wird. Die vereinfachten Modelle sollten daher nur für eine erste Abschätzung benutzt werden. Für den Nachweis der Tragsicherheit ist die Vorgehensweise nach SIA 266 anzuwenden.

2.3 Tragwiderstand senkrecht zur Wandebene

Der Aufbau einer Mauerwerkswand aus übereinandergeordneten Steinen verbunden mit einer Mörtelschicht führt zu einer, im Vergleich mit anderen Baustoffen, erhöhten Verletzbarkeit der Wände senkrecht zu ihrer Ebene. Dabei handelt es sich um einen sehr häufigen Versagensmechanismus, der zum Einsturz des ganzen Tragwerks führen kann, da die Mauerwerkswände nach ihrem Versagen die vertikale Lastabtragung nicht mehr gewährleisten können.

	Erdbebenzone / Bauwerksklasse		
	Z1 / BWK I Z1 / BWK II	Z2 / BWK I Z2 / BWK II	Z3 / BWK I Z3 / BWK II BWK III
Oberstes Stockwerk eines mehrstöckigen Gebäudes	≤ 18	≤ 17	≤ 17
Unterstes Stockwerk eines mehrstöckigen Gebäudes	≤ 20	≤ 19	≤ 18
Alle übrigen Fälle	≤ 19	≤ 18	≤ 17

Normalerweise wird der Tragwiderstand senkrecht zur Wandebene nicht formal ausgedrückt, sondern mit Hilfe von Grenzwerten für die Wandschlankheit. *Tabelle 1* der *SIA 2018* zeigt die Anforderungen an die Wandschlankheit als Verhältnis der lichten Höhe h zur Wanddicke t einer Mauerwerkswand:

Die Grenzwerte der Wandschlankheit wurden von EC8 und FEMA für bestehende Gebäude in der Schweiz angepasst. Sie unterscheiden sich in Funktion der verschiedenen Erdbebengefährdungszonen und Bauwerksklassen. Die Grenzwerte sind für das oberste Stockwerk eines mehrstöckigen Gebäudes strenger als für das unterste Stockwerk. So muss bei einer lichten Stockwerkshöhe h = 3,0 m für ein Gebäude der Bauwerksklasse I oder II in der Erdbebenzone 1 die Wanddicke im obersten Stockwerk mindestens 17 cm betragen, im untersten Stockwerk aber nur 15 cm.

Wenn die Anforderungen der *Tabelle 1* der *SIA 2018* an die Wandschlankheit nicht erfüllt sind, muss der Tragwiderstand senkrecht zur Wandebene (Querbelastung) nach der Norm SIA 266 ermittelt werden (Abb. 5) Alternativ kann der Energie basierte Ansatz von Paulay und Priestley (1992) benutzt werden.

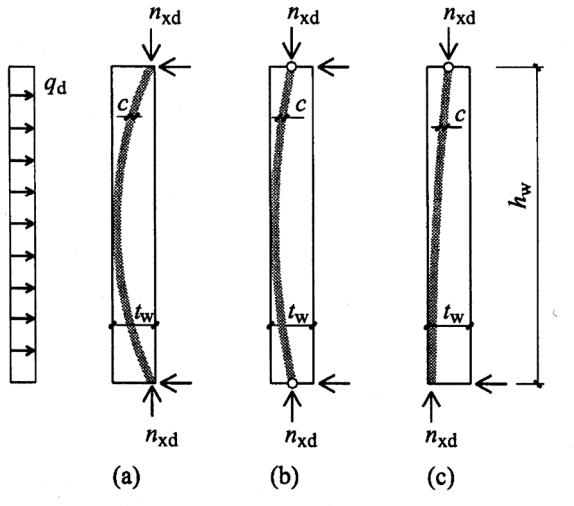


Abb. 5 Spannungsfelder querbelasteter Wände nach SIA D 0196 (2004): (a) beidseitig eingespannt, (b) beidseitig gelenkig gelagert, (c) Kragarm

Es wird darauf hingewiesen, dass die Gefahr eines Versagens senkrecht zur Wandebene für Aussenwände, auf denen keine Decken aufliegen, noch erhöht ist. In diesem Fall müssen die Wände auf jedem Stockwerk gegen die Querbeanspruchung gesichert werden (*SIA 2018, Ziffer 7.4.3*).

3 VERFORMUNGSBASIERTES VERFAHREN

Die Beurteilung von Mauerwerksbauteilen kann auch mit dem verformungsbasierten Verfahren erfolgen. In diesem Fall werden die erforderlichen Stockwerks-

schiefstellungen infolge der Erdbebeneinwirkung mit dem vorhandenen Verformungsvermögen, ebenfalls in Stockwerksschiefstellungen ausgedrückt, verglichen.

Das Verformungsvermögen der Mauerwerksbauteile ist der zentrale Parameter im verformungsbasierten Verfahren. Dieses wird zur Zeit aber noch nicht genug verstanden und ist Thema zahlreicher Forschungsarbeiten. Die Annahmen betreffend des Verformungsverhaltens müssen daher vorsichtig gewählt werden und sollten von anerkannten Normen, wie dem EC8 oder FEMA, herstammen.

Das verformungsbasierte Verfahren darf nicht angewendet werden, wenn spröde Versagensmechanismen eintreten, wie z.B. das Versagen einer Wand senkrecht zur betrachteten Ebene.

3.1 Verformungsvermögen

Das Verformungsvermögen eines Bauteils aus Mauerwerk hängt stark vom Versagensmechanismus des Bauteils ab. Es wurde experimentell gezeigt, dass ein Biegeversagen einen stabilen Versagensmechanismus darstellt bei dem grosse Verformungen erreicht werden können. Im Gegensatz dazu ist ein Schubversagen eher spröde.

EC8 schlägt daher zwei Grenzwerte der Stockwerksverschiebung in Abhängigkeit des Versagensmechanismus vor: Für ein Biegeversagen beträgt das Verformungsvermögen $0{,}8 \cdot h_0/l_w$% der relativen Stockwerksverschiebung und für ein Schubversagen 0,4%.

Alternativ kann das Verformungsvermögen in Funktion der wirkenden Normalkraft ausgedrückt werden (Lang, 2002):

$$\delta_u = 0{,}8 - 0{,}25 \cdot \sigma_n \qquad (5)$$

δ_u maximale Stockwerksschiefstellung bei Versagen, in %

σ_n wirkende Normalspannung, in MPa

Bei kleinen Normalkräften verlaufen die Risse normalerweise in den Mörtelfugen, so dass die dadurch getrennten Wandteile ohne grossen Verlust an horizontalem Tragwiderstand übereinander gleiten können, was zu einem grossen Verformungsvermögen führt. Bei grossen Normalkräften hingegen verlaufen die Risse auch durch die Steine. Dies führt zu einer glatteren und steileren Bruchoberfläche über die der obere Teil der Wand ohne grosse Verformungen hinuntergleiten kann.

Die Gleichung (5) wurde empirisch aus Versuchsresultaten hergeleitet (Abb. 6). Diese alternative Formulierung erlaubt eine kontinuierliche Variation des Verformungsvermögens anstatt der zwei diskreten Werte von EC8.

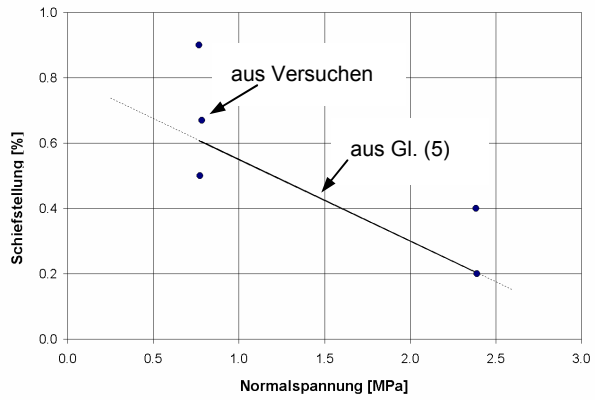


Abb. 6 Empirische Beziehung zwischen maximaler Stockwerksschiefstellung und wirkender Normalspannung, hergeleitet aus Versuchsresultaten an der ETH Zürich

Die Versuchsresultate zeigen deutlich, dass das Verformungsvermögen von Mauerwerk nicht so beschränkt ist, wie allgemein angenommen. Dies wird auch durch neuere Versuche, welche an der EPFL durchgeführt wurden, bestätigt (ElGawady et al. (2004) und Papa et al. (2004)).

4 NUR VERTIKAL TRAGENDES MAUERWERK

Die Bauteile aus Mauerwerk, die nicht für horizontale Kräfte ausgelegt sind, sondern nur für vertikale Lasten, müssen ihre Integrität unter der Erdbebeneinwirkung, d.h. unter den dadurch resultierenden Verformungen, bewahren. Insbesondere müssen sie die vertikale Lastabtragung weiterhin garantieren können. Ohne weitere Nachweise darf davon ausgegangen werden, dass dies für relative Stockwerksschiefstellungen bis zu 0,5% der Fall ist. Anderenfalls muss ihr Verformungsvermögen genauer untersucht werden. Selbstverständlich muss auch für diese Wände der Tragwiderstand senkrecht zur Wandebene nachgewiesen werden, entweder mit der *Tabelle 1* der *SIA 2018* oder, wenn diese Anforderung nicht erfüllt sind, mit einem formalen Nachweis.

5 NICHT TRAGENDES MAUERWERK

Die Bewohner eines Gebäudes können auch durch das Versagen nicht tragender Bauteile gefährdet werden. Ebenso können wichtige Anlagen oder auch das Tragwerk durch das Versagen nicht tragender Bauteile beschädigt werden. In diesen Fällen müssen die nicht tragenden Bauteile und ihre Verbindungen, Befestigungen oder Verankerungen überprüft werden.

Der Nachweis wird nach Norm SIA 261 Ziffer 16.7 geführt.

6 BEISPIEL

Die Anwendung des kräftebasierten und des verformungsbasierten Verfahrens wird anhand eines typischen vierstöckigen Mauerwerksgebäudes aus Yverdon illustriert, welches im Rahmen einer Diplomarbeit an der EPFL behandelt wurde (Jeanneret, 2004).

Das Gebäude besteht aus vier gleichen Stockwerken und die Hauptabmessungen sind die Folgenden:

- Längsrichtung : 30,0 m
- Querrichtung : 12,0 m
- Gebäudehöhe : 10,0 m

Für das Beispiel wurde die Typologie des Gebäudes stark vereinfacht; die Mauerwerkswände haben alle die gleiche Wandstärke von t_w = 20 cm und sind symmetrisch angeordnet. Ausserdem werden nur fünf Wandlängen unterschieden (l_w = 2,0, 2,4, 4,0, 5,0 und 6,0 m). Aufgrund der Symmetrie können Torsionseffekte ausgeschlossen werden.



Abb. 7 Beispiel eines typischen vierstöckigen Mauerwerksgebäudes aus Yverdon

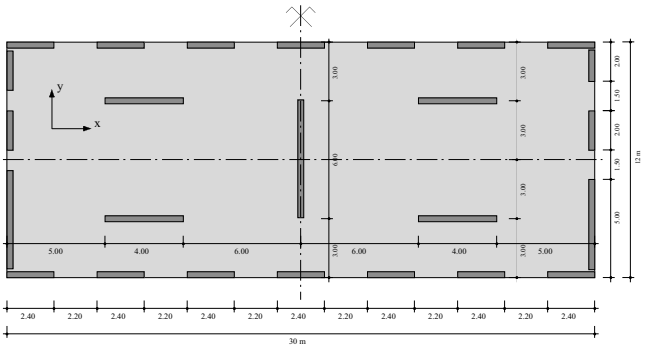


Abb. 8 Grundriss des Beispielgebäudes

6.1 Gebäudedaten und Annahmen

Für die Beurteilung werden folgende Annahmen getroffen:

- die Stahlbetondecken sind starr in ihrer Ebene und wirken als Diaphragma
- das Untergeschoss bildet einen steifen Kasten
- die Stockwerkshöhen und -massen sind über die Gebäudehöhe konstant
- Wände mit der gleichen Länge tragen die gleichen vertikalen Lasten ab.

Unter der Annahme einer gesamten verteilten Last von 7 kN/m^2 beträgt die Stockwerksmasse 250 t. Daraus ergeben sich für die einzelnen Wände die folgenden Stockwerksnormalkräfte:

Wand	**l_w=2,0 m**	**l_w=2,4 m**	**l_w=4,0 m**	**l_w=5,0 m**	**l_w=6,0 m**
ΔN_d [kN]	45	40	300	90	380

Die Summen der Trägheitsmomente in den beiden Hauptrichtungen betragen:

x-Richtung (längs) $\sum I_y$ = 7,49 m^4
y-Richtung (quer) $\sum I_x$ = 8,3 m^4

6.2 Kräftebasiertes Verfahren

Der horizontale Tragwiderstand eines Gebäudes wird wesentlich durch die Koppelung der Wände durch Decken und Riegel (Rahmenwirkung) beeinflusst. Gemäss Lang (2002) kann das Ausmass der Koppelung für ein regelmässiges Gebäude approximativ durch einen einzelnen Parameter, der Höhe des Momentennullpunkts h_0, erfasst werden (Abb. 9).

Die Grenzwerte von h_0 liegen bei:

a) $h_0 \approx 2/3 \cdot h_{tot} \approx 6{,}7\ m$ ohne Rahmenwirkung:

b) $h_0 \approx 1/2 \cdot h_{st} \approx 1{,}25\ m$ mit Koppelung durch unendlich steife Riegel

Je grösser die Rahmenwirkung desto steifer das Gebäude und desto grösser der Tragwiderstand. Auf der anderen Seite sinkt dadurch die Grundschwingzeit und der Spektralwert der Beschleunigung steigt unter Umständen an.

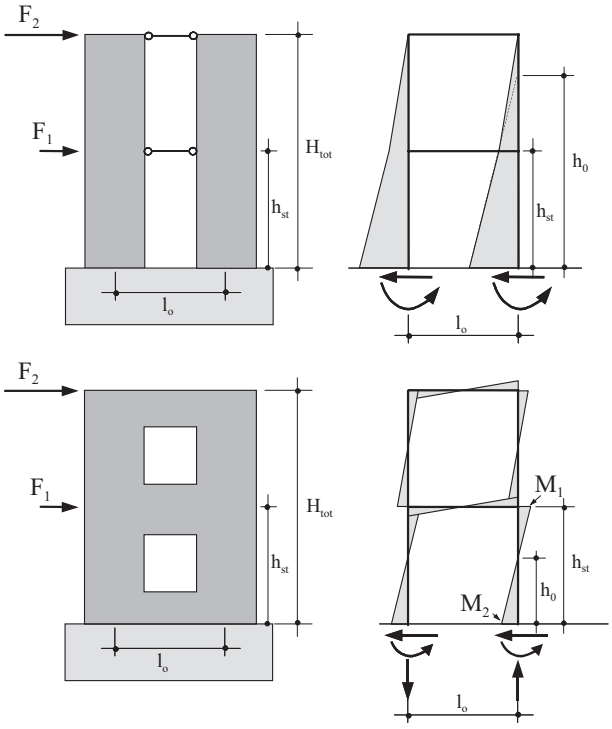


Abb. 9 Koppelung der Wände durch Decken und Riegel, oben: Koppelung der Wände durch biegeweiche Decken → zusammenwirkende Wände, unten: Koppelung durch unendlich steife Riegel → volle Rahmenwirkung

Für das Mauerwerk werden die mechanischen Eigenschaften entsprechend eines Mauerwerks MB gemäss SIA 266 angenommen:

$$f_{xk} = 7\ N/mm^2$$

$$f_{xd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{xk}}{\gamma_M} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{7}{2} = 3{,}5\ N/mm^2$$

$$f_{yd} = \eta_1 \cdot \eta_3 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 1 \cdot 1.5 \cdot \frac{0.3 \cdot 7}{2} = 1{,}6\ N/mm^2$$

$$E_{xk} = 1000 \cdot f_{xk} = 7'000\ N/mm^2$$

$$G_k = 0{,}4 \cdot E_{xk} = 2'800\ N/mm^2$$

$$\mu_d = 0{,}6$$

Der Tragwiderstand wird zunächst unter Vernachlässigung einer Rahmenwirkung berechnet, d.h. mit $h_0 \approx 2/3 \cdot h_{tot} \approx 6{,}7$ m.

Längsrichtung:

	N_d [kN]	V_{Rd} [kN]		
		SIA 266	Biegung Gl. (4)	Schub Gl. (3)
l_w=2,4 m	160	27	26	(100)
l_w=4,0 m	1200	179	179	(543)

Der Gesamttragwiderstand in Längsrichtung (x-Richtung) beträgt:

$$V_{Rd,totx} = 4 \cdot 179 + 14 \cdot 27 \approx 1090\ kN$$

Querrichtung:

	N_d [kN]	V_{Rd} [kN]		
		SIA 266	Biegung Gl (4)	Schub Gl. (3)
l_w=2,0 m	180	22	24	(103)
l_w=5,0 m	360	117	121	(220)
l_w=6,0 m	1520	367	408	(700)

Der Gesamttragwiderstand in Querrichtung (y-Richtung) beträgt:

$$V_{Rd,totx} = 2 \cdot 117 + 4 \cdot 22 + 367 \approx 690\ kN$$

Aus dem Vergleich der Tragwiderstände nach SIA 266 und entsprechend den Gleichungen (3) und (4) ist ersichtlich, dass unter der Annahme vollständig vermörtelter Stossfugen (η_3 = 1,5) die beiden Ansätze ähnliche Resultate ergeben.

Die Grundschwingzeit des Gebäudes in Längsrichtung wurden mit Hilfe einer Modalanalyse zu T_x = 0,44 s und in Querrichtung zu T_y = 0,42 s bestimmt. Dabei wurde eine gerissene Steifigkeit $EI_{eff} = 0{,}5 \cdot EI_0$ angenommen. Dies entspricht den Vorgaben des EC8. Die beiden Eigenschwingzeiten befinden sich im Plateaubereich des Bemessungsspektrums nach SIA 261 (2003) für Baugrundklasse C. Die daraus resultierenden Bemessungswerte der spektralen Beschleunigung für Erdbebenzone 1 (a_{gd} = 0,6 m/s^2) und Bauwerksklasse I (γ_f = 1,0) sind:

$$S_d(T_x) = S_d(T_y) = 2{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{0{,}6}{9{,}81} \cdot \frac{1{,}15}{1{,}5} = 0{,}115\ g$$

Die totalen horizontalen Ersatzkräfte entsprechend dem Ersatzkraftverfahren nach SIA 261 berechnen sich dann zu:

$$F_{dx} = F_{dy} = 0{,}115 \cdot 4 \cdot 2'500 = 1150\ kN$$

Daraus ergeben sich folgende Erfüllungsfaktoren:

$\alpha_{eff} = 1090/1150 = 0{,}95$ in Längsrichtung

$\alpha_{eff} = 690/1150 = 0{,}60$ in Querrichtung

Mit dem Antwortspektrenverfahren ergeben sich die totalen horizontalen Ersatzkräfte zu:

$$F_{dx} \approx F_{dy} = 815\ kN$$

Daraus ergeben sich folgende Erfüllungsfaktoren:

$\alpha_{eff} = 1090/815 = 1{,}34$ in Längsrichtung

$\alpha_{eff} = 690/815 = 0{,}85$ in Querrichtung

Die höheren Erfüllungsfaktoren machen den Vorteil des Antwortspektrenverfahren im Vergleich zum Ersatzkraftverfahren deutlich.

Unter Berücksichtigung einer Koppelung durch unendlich steife Riegel erhöhen sich die Widerstände beträchtlich:

$V_{Rd,totx} = 2800\ kN$ und $V_{Rd,toty} = 1440\ kN$

Beim Ersatzkraftverfahren bleiben die horizontalen Ersatzkräfte unverändert, da die Eigenschwingzeiten, welche unter Vernachlässigung der Rahmenwirkung berechnet wurden, sich schon im Plateaubereich befinden. Die Erfüllungsfaktoren erhöhen sich daher proportional zum Widerstand. Beim Antwortspektrenverfahren erhöhen sich die Ersatzkräfte ein wenig, da durch die Rahmenwirkung die Eigenmodes näher beieinander liegen:

$F_{dx} = 868\ kN$ und $F_{dy} = 1029\ kN$

Daraus ergeben sich folgende Erfüllungsfaktoren:

$\alpha_{eff} = 2800/868 = 3{,}2$ in Längsrichtung

$\alpha_{eff} = 1440/1029 = 1{,}4$ in Querrichtung

Der Fall einer Koppelung durch unendlich steife Riegel ist jedoch ein idealer Grenzfall, der sich in Wirklichkeit nie so einstellen wird. Aber auch eine beschränkte Rahmenwirkung kann den Tragwiderstand erhöhen unter gleichzeitiger Erhöhung der Steifigkeit.

Der Tragwiderstand senkrecht zur Wandebene ist gemäss *Tabelle 1* der *SIA 2018* genügend (Z1 / BWK I):

EG: $\dfrac{h}{t_w} = \dfrac{2500-100}{200} = 12{,}0 < 20 \quad O.K.$

4. OG: $\dfrac{h}{t_w} = \dfrac{2500-200}{200} = 11{,}5 < 18 \quad O.K.$

6.3 Verformungsbasiertes Verfahren

Aufgrund der vielen Unsicherheiten verbunden mit der rechnerischen Erfassung des Verformungsvermögens von Mauerwerksbauteilen wird das verformungsbasierte Verfahren hier nur qualitativ aufgezeigt.

Bei einer verformungsbasierten Tragwerksanalyse erfolgt die Berechnung mit einem nichtlinearen statischen Tragwerksmodell. Die Kapazität des Gebäudes wird mit Hilfe einer Kapazitätskurve beschrieben, bei der der horizontale Tragwiderstand des Gebäudes in Funktion der Verschiebung am Kopf des Gebäudes gegeben ist (analog kann auch die Rückstellkraft des äquivalenten Einmassenschwingers in Funktion seiner horizontalen Verschiebung gegeben sein). Für regelmässige Gebäude kann diese auf einfache Weise durch Superposition der Kapazitätskurven der einzelnen Wände erhalten werden (Abb. 10).

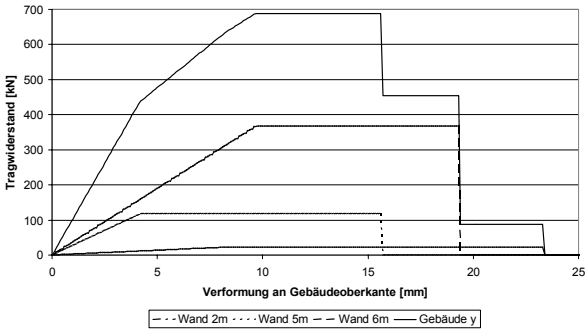


Abb. 10 Kapazitätskurve des Beispielgebäudes in Querrichtung (y-Richtung)

Die Kapazitätskurven der einzelnen Wände können bilinear approximiert werden und sind somit durch den Tragwiderstand (vgl. Abschnitt 6.2) und das Verformungsvermögen der einzelnen Wände gegeben. Dabei wird angenommen, dass sich der Versagensmechanismus im Erdgeschoss konzentriert, während die Obergeschosse im elastischen Bereich bleiben.

Nach FEMA stellt sich in Querrichtung bei allen Wänden ein Biegeversagensmechanismus, und damit ein Versagensmechanismus mit einem gewissen Verformungsvermögen, ein.

Als Kriterium für das globale Verformungsvermögen des Gebäudes Δ_u schlägt EC8 diejenige Dachverschiebung vor, bei welcher der gesamte horizonta-

le Tragwiderstand infolge der forschreitenden Schädigung und des Versagens von Bauteilen auf unter 80% des Spitzenwiderstands des Gebäudes abgefallen ist.

Das globale Verformungsvermögen kann nun mit dem Verschiebebedarf infolge Erdbebeneinwirkung verglichen werden:

$$\Delta_u \geq \Gamma \cdot S_{ud} .$$

Hierin ist Γ der modale Partizipationsfaktor, welcher das Verhältnis zwischen der Verschiebung am Kopf des Gebäudes und der Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers definiert und für ein vierstöckiges, regelmässiges Gebäude, unter der Annahme einer vorherrschenden Biegeverformung, einen Wert von 1,35 annimmt, und S_{ud} der spektrale Verschiebebedarf eines äquivalenten Einmassenschwingers gemäss *SIA 2018 Ziffer 5.3.*

Folgende Punkte werden bei diesem verformungsbasierten Ansatz jedoch noch unzureichend verstanden:

- Koppelung der Mauerwerkswände durch Decken und Riegel; dies hat einen wesentlichen Einfluss auf die Grundfrequenz und damit auf den Wert der Erdbebenbeanspruchung. Ausserdem beeinflusst die Koppelung ebenfalls das globale Verformungsvermögen des Gebäudes
- Gerissene Steifigkeit eines Mauerwerksbauteils; diese geht direkt in die Berechnung der Frequenz ein und hat damit einen massgebenden Einfluss auf den Wert der Erdbebenbeanspruchung
- Verformungsvermögen von Mauerwerksbauteilen in Funktion der wirkenden Normalkraft, der Geometrie und der Lagerbedingungen

Diese Punkte sind zur Zeit Thema von Forschungsprojekten, mit dem Ziel das Verhalten von Mauerwerk unter Erdbebeneinwirkung besser zu verstehen. Auf eine analoge detaillierte Beschreibung des verformungsbasierten Verfahren wie bei Stahlbetonbauten wird deshalb im Merkblatt *SIA 2018* verzichtet.

7 LITERATUR

Verweise auf das Merkblatt SIA 2018 erfolgen lediglich durch die kursiv gesetzte Ziffer.

ElGawady M. A., Lestuzzi P., Badoux M, *Dynamic tests on unreinforced masonry walls before and after upgrading with composites*, Informatique et Mécanique Appliquées à la Construction, IS-IMAC, EPFL, Rapport no. 1, Lausanne, 2004.

Eurocode 8 (Norm), *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 3 : Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden,* prEN 1998-3. Schlussentwurf, Comité Européen de Normalisation (CEN), Bruxelles, November 2004.

FEMA 310, *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard,* Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., Januar 1998.

FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,* Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., November 2000.

Ganz H.R., Thürlimann B.: *Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7502-4, Birkhäuser Verlag, Basel, 1984.

Jeanneret A., *Microzonage sismique d'Yverdon – Aspect structures,* Projet de diplôme, Informatique et Mécanique Appliquées à la construction, EPF Lausanne, 2004.

Lang K., *Seismic Vulnerability of Existing Buildings*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 273, Hochschulverlag AG, Zürich, März 2002.

Papa D., Hegner J., ElGawady M. A., Lestuzzi P., Badoux M.: *Static-cyclic tests on unreinforced masonry walls before and after upgrading*, Informatique et Mécanique Appliquées à la Construction, IS-IMAC, EPFL, Rapport no. 3, Lausanne, 2004.

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

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

SIA 266 (Norm), *Mauerwerk,* Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2003.

SIA D 0196 (Dokumentation), *Mauerwerk, Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266,* Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2004.

Baustoffe

Reto Bargähr
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zürich

1 EINLEITUNG

Werden bestehende Bauwerke bezüglich Erdbebeneinwirkungen überprüft, so stellt sich bei der Zustandserfassung die Frage nach den relevanten Materialkennwerten der verwendeten Baustoffe. In der Regel sind diese Informationen aus den Bauwerksakten ersichtlich. Finden sich keine Hinweise zu den verwendeten Baustoffen, sind die mechanischen Kennwerte der Baustoffe durch Sondierungen zu bestimmen.

Da die einzelnen Bauwerke zu verschiedenen Zeitpunkten erstellt wurden und dadurch auch verschiedene Normen zur Anwendung gelangten, sind die Anforderungen an die Materialkennwerte der unterschiedlichen Normgenerationen selten identisch. In den Anhängen A, B und C des Merkblatts SIA 2018 sind deshalb die für die Bemessung nach Normgeneration SIA 260 relevanten Materialkennwerte zu den einzelnen Werkstoffen, abhängig von der verwendeten Norm, angegeben. Es handelt sich dabei um normative Werte, welche somit auch für Überprüfungen ausserhalb von Erdbebenuntersuchungen herangezogen werden können.

In den nächsten Abschnitten soll dargelegt werden, wie die Festigkeitswerte für Betonstahl, Beton und Mauerwerk in den Anhängen A, B und C des Merkblatts SIA 2018 zustande gekommen sind.

2 BETONSTAHL

Die Duktilität des verwendeten Bewehrungsstahls hat entscheidenden Einfluss auf das plastische Verformungsverhalten des Gebäudes und seiner einzelnen Tragelemente. So ist die Anwendung des verformungsbasierten Verfahrens für Betonbauten auf Stähle der Duktilitätsklassen B und C beschränkt. Bewehrungsstähle der Duktilitätsklasse A sind ausgeschlossen, da spröde Versagensmechanismen infolge der ungenügenden Dehnung bei Höchstzugkraft sowie dem zu geringen Verfestigungsverhältnis nicht ausgeschlossen werden können. Entscheidende Kenngrössen für die Duktilität von Bewehrungsstahl sind demnach (Bachmann et al. (1998)):

– Dehnung bei Höchstlast
– Verfestigungsverhältnis

Das Verfestigungsverhältnis wird nach Norm SIA 262 wie folgt definiert:

$$\frac{f_{tk}}{f_{sk}} = \frac{Zugfestigeit}{Fliessgrenze} \tag{1}$$

Die Dehnung bei Höchstlast wird mit ε_{uk} bezeichnet. In Tabelle 1 sind die Duktilitätsklassen mit den geforderten Grössen des Verfestigungsverhältnisses und der Dehnung bei Höchstlast nach Norm SIA 262 angegeben. Bei den Werten $(f_t / f_s)_k$ und ε_{uk} handelt es sich um charakteristische Werte auf Basis des 5%-Fraktils.

Betonstahl	B500A	B500B	B450C
Duktilitätsklasse	A	B	C
$(f_t / f_s)_k$	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 ≤ 1,35
ε_{uk} [%]	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5

Tabelle 1: Geforderte Kenngrössen des Verfestigungsverhältnisses und der Dehnung bei Höchstlast nach Norm SIA 262.

2.1 Betonstahl beim verformungsbasierten Verfahren

Mit dem verformungsbasierten Verfahren für Betonbauten wird das maximale Verformungsvermögen θ_{max} eines bestehenden Bauteils ermittelt. Dazu werden folgende Kennwerte des Betonstahls benötigt:

– charakteristischer Wert der Fliessgrenze f_{sk}
– charakteristischer Wert der Zugfestigkeit f_{tk}
– charakteristischer Wert der Fliessdehnung ε_{sk}
– charakteristischer Wert der Bruchdehnung ε_{uk}

Bis auf die charakteristische Bruchdehnung sind alle Werte nach Stahlsorte und Normengeneration in Tabelle 6 des Merkblatts SIA 2018 aufgeführt. Der charakteristische Wert der Fliessdehnung kann über das Hook'sche Gesetz mit einem E-Modul von 205 GPa berechnet werden. Der charakteristische Wert der Bruchdehnung kann, falls nicht bekannt, als erste Näherung anhand der in Tabelle 6 des Merkblatts SIA 2018 aufgeführten Duktilitätsklassen festgelegt werden. Beispielsweise kann für die Stahlsorte II a der Norm SIA 162 von 1956 ein ε_{uk} von 5%, entsprechend der Duktilitätsklasse B, angesetzt werden. Für die Fliessgrenze f_s in Gleichung (15) des Merkblatts SIA 2018 darf die charakteristische Fliessgrenze f_{sk} angesetzt werden.

2.2 Betonstähle der verschiedenen Normen

In der Norm SIA 162 (1989) wurde nebst der Fliessgrenze und der Zugfestigkeit der Nachweis der Bruchdehnung ε_5 verlangt. Die Definition von ε_5 entspricht dabei der Dehnung nach Bruch als Verlängerung über der Bruchstelle gegenüber der ursprünglichen Länge $L_0 = 5 \cdot Ø_s$ (vgl. Abb. 2). Zugversuche an rund 100 Bewehrungsstäben zeigen jedoch, dass dieser Kennwert für die Beurteilung der Duktilität von Bewehrungsstahl ungeeignet ist (Dazio et al. (1999)). Abbildung 1 zeigt, dass zwischen ε_5 und der Dehnung bei Höchstlast ε_u nur eine sehr geringe Korrelation vorhanden ist. Selbst bei ε_5–Werten von 15% können ε_u–Werte von nur 1% vorhanden sein.

Theoretisch wäre es zudem möglich über die Beziehung

$$\varepsilon_u = \frac{f_t}{E} + \varepsilon_g \tag{2}$$

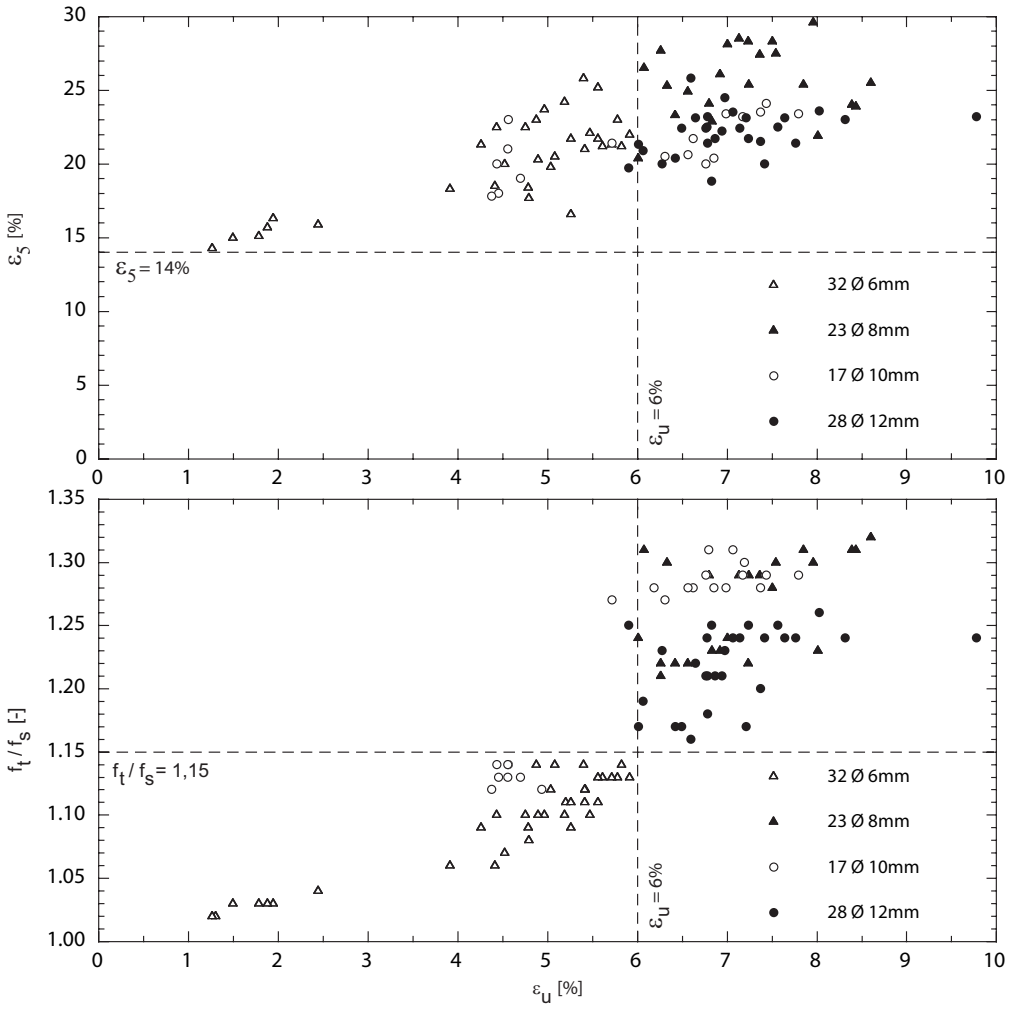


Abb. 1: Dehnung nach Bruch ε_5 (oben) und Verfestigungsverhältnis f_t / f_s (unten) in Funktion der Gesamtdehnung bei Höchstkraft ε_u aus den Materialversuchen am Bewehrungsstahl aus (Dazio et al. (1999)).

die Bruchdehnung aus der Gleichmassdehnung sowie einem kleinen Anteil ($f_t / E \sim 0{,}2$ bis 0,3%) aus elastischer Verformung zu berechnen. Für ε_g in Gleichung (2) kann jedoch, ohne genaue Kenntnis, die in Norm SIA 162/1 definierte Gleichmassdehnung von

$$\varepsilon_g = 2 \cdot \varepsilon_{10} - \varepsilon_5 \qquad (3)$$

nicht verwendet werden. Die Versuche von Dazio et al. (1999) an kaltverformten Stählen zeigen, dass die nach Gleichung (3) ermittelten Gleichmassdehnungen immer deutlich grösser als die bleibenden Dehnungen bei Höchstlast waren. Der Grund dafür liegt darin, dass entlang des Bewehrungsstabs Dehnungskonzentrationen auftreten, bevor die Höchstzugkraft erreicht wird. Die Gleichmassdehnung nach Gleichung (3) ist deshalb stark von der betrachteten Basislänge abhängig, was aus Abbildung 2 ersichtlich wird.

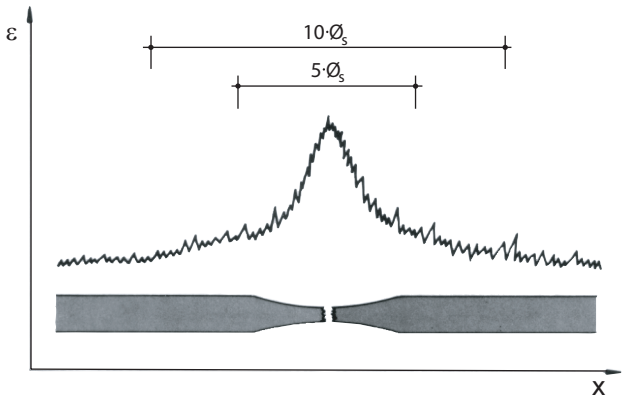


Abb. 2: Verteilung der Dehnung über einen Zugstab nach dem Bruch (Rußwurm et al. (1992)).

Es ist deshalb nicht möglich, bei bekannter Grösse der Gleichmassdehnung nach Gleichung (3), die Dehnung bei Höchstlast mit Gleichung (2) zuverlässig zu ermitteln. Dies gilt insbesondere für kaltverformte Bewehrungsstähle, bei denen sowohl die Bruchdehnung als auch die Verfestigung durch das Kaltverformen stark verringert werden. Die Dehnung bei Höchstlast ε_u sollte also immer über ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Zugversuchs, wie es in Abbildung 3 schematisch dargestellt ist, ermittelt werden.

In Tabelle 6 des Merkblatts SIA 2018 sind nebst den Stahlsorten auch Produkte angegeben, welche die jeweils geltenden Bestimmungen übertrafen. Im Einzelnen sind dies die Stähle Box-Ultra, topar und Caron-Stahl. Verbindliche Angaben zu den Festigkeitseigenschaften können jedoch nur beschränkt gemacht werden und es wird deshalb empfohlen die Angaben aus Herstellerdokumentationen oder aus allenfalls vorhandenen Materialprüfungen während des Baus zu entnehmen.

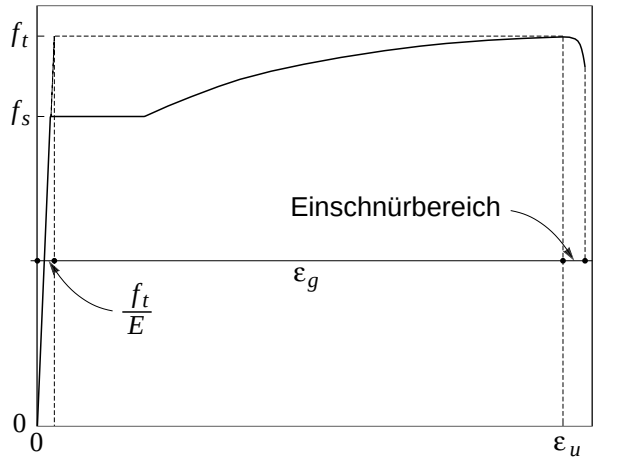


Abb. 3: Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines naturharten Bewehrungsstahls.

Als Beispiel sollen aber dennoch einige Angaben zu naturharten Bewehrungsstählen Box-Ultra Ø14 und Ø18 mm gemacht werden, wie sie im Versuchsbericht von Marti et al. (1977) enthalten sind. Die an je sechs Proben ermittelten Versuchswerte sind in Tabelle 2 aufgeführt. Unter der Voraussetzung einer Normalverteilung nach Gauss, ergeben sich über die Gleichung

$$f_{xk} = f_x - 1.64 \cdot \sigma \qquad (4)$$

folgende charakteristischen Materialkennwerte für den Bewehrungsstahl (5%-Fraktile):

– $f_{sk\,Ø14}$ = 544 N/mm^2 $f_{sk\,Ø18}$ = 550 N/mm^2
– $f_{tk\,Ø14}$ = 697 N/mm^2 $f_{tk\,Ø18}$ = 690 N/mm^2
– $(f_t / f_s)_{k\,Ø14}$ = 1,28 $(f_t / f_s)_{k\,Ø18}$ = 1,25

Zusammen mit der Dehnung bei Höchstlast, welche infolge des geringen Beitrags von f_t / E in etwa der Gleichmassdehnung ε_g = 16% resp. 11% entspricht, kann von einem sehr duktilen Betonstahl und damit von einem sehr gutmütigen plastischen Verformungsverhalten ausgegangen werden.

Nenn-Ø [mm]	f_s [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	ε_g [%]	E_s [kN/mm^2]
14	552 (5,0)	704 (4,2)	16	210
18	569 (11,4)	726 (21,8)	11	210

Tabelle 2: Mittlere Festigkeitswerte aus je 6 Proben Bewehrungsstahl Box-Ultra (Standardabweichung in Klammer).

Weitere Versuchsergebnisse zu Materialversuchen an Box-Normal und Box-Ultra Bewehrungsstahl sind im IBK-Versuchsbericht von Lüchinger et al. (1973) enthalten. Auch hier werden die wichtigsten Materialkennwerte in Tabelle 3 kurz zusammengefasst.

Nenn-Ø [mm]	f_s [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	f_t / f_s [-]	ε_g gerechnet [%]	ε_g gemessen [%]
10	363	517	1,42	21,0	18,6
14	441	615	1,39	19,1	18,3
10	523	698	1,33	16,4	16,1

Tabelle 3: Festigkeitswerte aus Versuchsergebnissen von Box-Normal und Box-Ultra (grau hinterlegt) Bewehrungsstahl (Lüchinger et al. (1973)).

Beim Box-Normal Stahl wurden je 3 Proben gemittelt und beim Box-Ultra 10. Die Gleichmassdehnung wurde mit Gleichung (2) gerechnet und zusätzlich über die bleibende Dehnung ausserhalb des Einschnürbereichs gemessen.

Es muss allerdings nochmals darauf hingewiesen werden, dass nicht alle Betonstähle des Typs Box-Ultra die oben aufgeführten Festigkeitswerte aufweisen und eine genaue Kenntnis über den verbauten Bewehrungsstahl zwingend erforderlich ist.

Neben Boxstahl kam in den sechziger, siebziger und achtziger Jahren Torstahl zum Einsatz. Dabei handelt es sich um einen kaltverformten Bewehrungsstahl, der während der Herstellung um seine eigene Achse tordiert wurde. Im Vergleich zu den Stählen der neunziger Jahre zeigte er eine relativ hohe Verfestigung sowie Dehnung bei Höchstzugkraft, dies allerdings auf Kosten geringerer Festigkeiten. Entsprechende Zahlen sind zum Beispiel in den Versuchsberichten von Bachmann et al. (1965) und Ramu et al. (1969) enthalten. In Tabelle 4 sind wiederum einige Beispiele daraus angegeben.

Nenn-Ø [mm]	f_s [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	f_t / f_s [-]	ε_g gerechnet [%]	ε_g gemessen [%]
8	407	514	1,26	8,4	6,5
8*	461	613	1,33	8,8	6,3
8*	487	617	1,27	7,1	6,9
10	398	510	1,28	9,4	5,2
10*	455	556	1,22	4,0	5,0
12	415	514	1,24	9,4	8,8
12*	431	536	1,24	9,2	8,2
18	468	580	1,24	7,9	7,8
18*	476	584	1,23	7,7	6,7

Tabelle 4: Festigkeitswerte von Torstahl aus Versuchsergebnissen der Serie A und Serie B* (Bachmann et al. (1965)).

Die Unterschiede zwischen gerechneter und gemessener Gleichmassdehnung sind auch bei diesen Stählen ersichtlich, auch wenn sie weit weniger ausgeprägt als bei den Versuchen von Dazio et al. (1999) sind. Es zeigt sich zudem, dass einige der Untersuchten Bewehrungsstähle nach heutigen Massstäben in Duktilitätsklasse C eingeteilt werden könnten, wodurch bei entsprechender konstruktiver Ausbildung ein grösseres Rotationsvermögen resultiert.

Die Kenntnis über die in die Tragwände verbauten Stahlsorten ist sehr nützlich, insbesondere bei älteren Gebäuden, welche vor dem Inkrafttreten der Norm SIA 162 (1989) erstellt wurden. Wie die vorangegangenen Beispiele gezeigt haben, waren durchaus Produkte auf dem Mark verfügbar, welche die in den Normen geforderten Festigkeitswerte übertrafen. Die Berücksichtigung dieser Kennwerte bedingt jedoch eine entsprechend gute Dokumentation.

3 BETON

Für die Ermittlung des Biegewiderstands beim kräftebasierten Verfahren nach Norm SIA 262 können die Bemessungswerte der Zylinderdruckfestigkeit, wie sie in Tabelle 5 des Merkblatts SIA 2018 angegeben sind, benutzt werden. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit mit zunehmendem Betonalter ist dabei zu berücksichtigen.

Um das Verformungsvermögen von Bauteilen im Rahmen des verformungsbasierten Verfahrens zu bestimmen, muss für den Beton von der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit ausgegangen werden. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit mit zunehmendem Betonalter ist auch hier zu berücksichtigen. In Abweichung zur Norm SIA 262 kann für die Bruchstauchung ε_{cu} ohne genauere Untersuchung ein Wert von 4‰ angenommen werden. Zudem ist für das idealisierte Spannungs-Dehnungs-Diagramm Gleichung (8) des Merkblatts SIA 2018 zu verwenden.

3.1 Beton der verschiedenen Normen

Die Betonsorten in der Norm SIA 262 werden mit den charakteristischen Werten der Zylinder- und der Würfeldruckfestigkeit f_{ck} bzw. $f_{ck,cube}$ bezeichnet. Mit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit lassen sich über die Gleichungen

$$f_{cd} = \frac{\eta_{fc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \tag{5}$$

und

$$\tau_{cd} = \frac{0{,}3 \cdot f_{ck}^{1/2}}{\gamma_c} \tag{6}$$

mit

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1{,}0 \text{ und } \gamma_c = 1{,}5 \tag{7}$$

die Bemessungswerte der Druckfestigkeit sowie der Schubspannungsgrenze bestimmen. Als Ausgangsgrösse für die Bemessungswerte der Festigkeit von Beton dient also die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck}. Ist diese Grösse aus den älteren Normen bekannt oder herleitbar, können die Bemessungswerte der Festigkeit für alle vergangenen Normen angegeben werden.

Bei der Norm SIA 162 (1989/93) werden die Betonsorten mit dem Mittelwert und dem Mindestwert der Würfeldruckfestigkeit f_{cwm} bzw. $f_{cw,min}$ (2%-Fraktilwert, Standardabweichung σ ≈ 5 N/mm^2, Ziffer 5 12 2) angegeben. Um vom 2%- zum 5%-Fraktilwert zu gelangen, muss bei einer angenommenen Normalverteilung nach Gauss der 2%-Fraktilwert um 0,4 mal die Standardabweichung erhöht werden:

$$f_{ck,cube} = f_{cw,min} + 0{,}4 \cdot \sigma \qquad (8)$$

80% davon kann als charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} angesetzt werden, womit alle übrigen Werte nach Norm SIA 262 bestimmbar sind.

Die Norm SIA 162 (1968) und die Richtlinie SIA 162/34 (1976) bezeichnen die Betonsorten BN, BH und BS mit der Nennfestigkeit β_{w28}, die vom Zementgehalt abhängig ist und als 16%-Fraktile definiert ist (Art. 2.05[3]). Die Prismendruckfestigkeit wird in Art. 2.06[2] als $\beta_p = (0{,}75 \div 0{,}80) \cdot \beta_{w28} = f_{ck,16\%}$ angegeben. Die Richtlinie bezeichnet in Fussnote ③ $\beta_r = 0{,}60 \cdot \beta_{w28} = f_{ck,5\%}$ als rechnerische Prismendruckfestigkeit, definiert als 5%-Fraktile. Die Differenz von $(0{,}15 \div 0{,}20) \cdot \beta_{w28}$ entspricht dabei 0,65 mal der Standardabweichung. Die 5%-Fraktile der Würfeldruckfestigkeit beträgt somit

$$f_{ck,cube,5\%} = f_{ck,cube,16\%} - 0{,}65 \cdot \sigma \approx (0{,}85 \div 0{,}80) \cdot \beta_{w28}\,. \qquad (9)$$

Wird für die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit wieder 80% der Würfeldruckfestigkeit angesetzt, ergeben sich die in Tabelle 5 des Merkblatts SIA 2018 angegebenen Werte.

In der Norm SIA 162 (1956) werden die Betonsorten BN und BH unterschieden. Abhängig vom Zementgehalt werden mittlere Würfeldruckfestigkeiten gefordert, welche bei BN um 25% und bei BH um 20% unterschritten werden dürfen (Art. 8[5]). Wird diese Vorschrift mit Art. 9.07[2] der Norm SIA 162 (1968) verglichen, so entspricht dieser untere Wert bei kleinen Stichproben ($n < 18$) der 16%-Fraktile und damit die Prozentzahl dem Variationskoeffizienten $\sigma(\beta_d)/\beta_d$. Somit liegen die charakteristischen Werte der Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ 40% bzw. 32% unter dem Mittelwert. Der charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck} = 0{,}8 \cdot f_{ck,cube}$ dient wiederum als Grundlage für die Bemessungswerte f_{cd} und τ_{cd} wie sie in Tabelle 5 des Merkblatts aufgeführt sind.

Die Ausführungen bezüglich der Beschaffenheit des Betons in der Norm SIA 112 von 1935 sind identisch mit denjenigen der Norm SIA 162 (1956). Einzig der hochwertige Beton mit Zementgehalt 250 kg/m^3 wurde in Norm SIA 162 (1956) nicht weiterverfolgt. Die Überlegungen hinsichtlich Bemessungswerte sind dieselben wie für die Norm SIA 162 (1956).

4 MAUERWERK

Ausgangsgrösse für die Bestimmung der Bemessungswerte f_{xd} und f_{yd} nach Norm SIA 266 ist der charakteristische Wert der Mauerdruckfestigkeit f_{xk} senkrecht zu den Lagerfugen:

$$f_{xd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{xk}}{\gamma_M} \qquad (10)$$

mit $\gamma_M = 2{,}0$

$$f_{yd} = \eta_1 \cdot \eta_3 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \qquad (11)$$

mit $f_{yk} = 0{,}3 \cdot f_{xk}$ für MB, MBL und MK

$f_{yk} = 0{,}5 \cdot f_{xk}$ für MC, MCL, MP und MPL

Die Umrechnungsfaktoren η_1, η_2 und η_3 berücksichtigen, ob es sich beim Mauerwerk um Einsteinmauerwerk, Verbandmauerwerk mit vollfugig vermörtelten Stossfugen oder ohne vollfugig vermörtelten Stossfugen handelt. Ein Umrechnungsfaktor bei zentrischer Teilflächenbelastung wird ebenfalls angegeben (Norm SIA 266 Ziffer 4.2.1.3). Die Ermittlung von f_{xk} erfolgt nach Norm EN 1052-1 *Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*. Die Abmes-

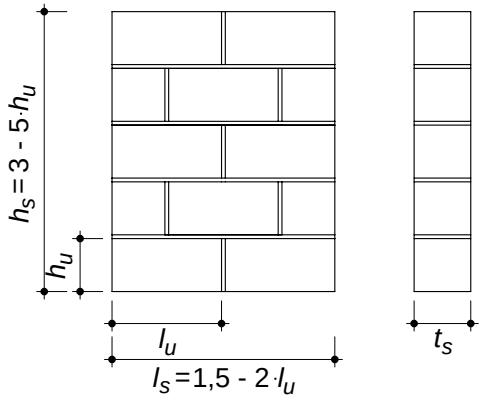


Abb. 4: Abmessungen der Prüfkörper nach Norm EN 1052-1 *Prüfverfahren für Mauerwerk –Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*

sungen der Prüfkörper sind in Abbildung 4 dargestellt. Massgebend für den Betrag von f_{xk} ist der kleinere Wert folgender Gleichungen:

$$f_{xk} = \frac{f}{1{,}2} \tag{12}$$

oder

$$f_{xk} = f_{i,min} \,. \tag{13}$$

Die Empfehlung SIA V177 von 1995 enthält ebenfalls charakteristische Druckfestigkeiten von Mauerwerk abhängig von der Mauerwerksart. Die Angaben sind mit den Werten der Norm SIA 266 vergleichbar und können für die Bestimmung der Bemessungswerte nach den Gleichungen (10) und (11) übernommen werden. Die Prüfung von Mauerwerk erfolgte analog wie bei Norm SIA 266 nach prEN 1052-1 *Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*.

In Norm SIA 177/2 (1992) werden Rechenwerte der Druckfestigkeit sowohl für Einstein- als auch Verbandmauerwerk angegeben. Der bei dieser Normgeneration angegebene Widerstandsbeiwert γ_R, welcher beim Mauerwerk mit dem Widerstandsbeiwert γ_M der Norm SIA 266 verglichen werden kann, beträgt ebenfalls 2,0. Unter Berücksichtigung von γ_R sind die Bemessungswerte nach SIA 177/2 für Mauerwerk normaler Qualität mit denjenigen nach Norm SIA 266 vergleichbar. Im Gegensatz dazu sind Vergleiche mit Mauerwerk hochwertiger Qualität nach SIA 177/2 nicht möglich, da diese in der Norm SIA 266 unter den Begriff *deklariertes Mauerwerk* fallen. Werden die Umrechnungsfaktoren η mit Hilfe der Gleichungen (10) und (11) ermittelt, ergeben sich die in Tabelle 5 aufgeführten Werte.

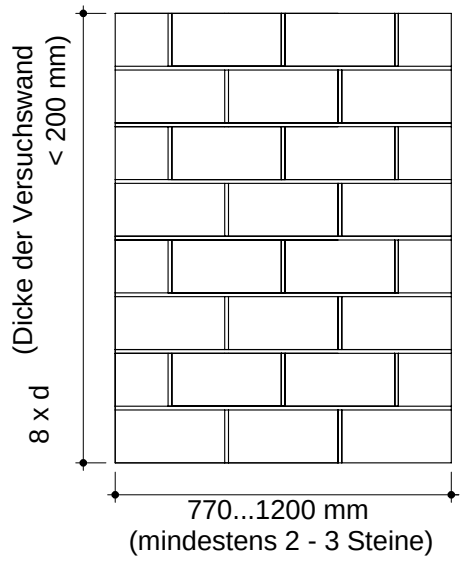


Abb. 5: Abmessungen für gedrungene Prüfkörper nach Norm SIA 177 (1980)

Diese Werte sind denen der Norm SIA 266 sehr ähnlich und es müssen keine Anpassungen vorgenommen werden. Mit der Angabe der Bemessungswerte in x-Richtung für Einstein- sowie Verbandmauerwerk im Merkblatt SIA 2018 können die Bemessungswerte in y-Richtung mit den Gleichungen (10) und (11) problemlos ermittelt werden. Die Prüfung von Mauerwerk erfolgt an gedrungenen Prüfkörpern mit Abmessungen nach Abbildung 5 oder wahlweise an Kleinkörpern (Länge: 2, Höhe: 5 Mauerwerkssteine). Der Rechenwert f_{mx} wird wie folgt ermittelt:

$$f_{mx} = 0{,}85 \cdot f_x \text{ jedoch} \leq 15 \text{ N/mm}^2 \tag{14}$$

Auch dies belegt, dass die Ermittlung der Festigkeitswerte nach Norm SIA 177/2 vergleichbar mit der Norm SIA 266 ist.

Anders als bei den vorangegangenen Normen wird bei der Norm SIA 177 von 1980 nicht mit Bemessungswerten sondern mit zulässigen Spannungen gerechnet. Die in den Tabellen 16 bis 20 der Norm SIA 177 (1980) angegebenen notwendigen Mindesttragfähigkeiten f_{Mn} müssen durch einen Sicherheitsfaktor von $\gamma = 5$ dividiert werden um zu den zulässigen durchschnittlichen Spannungen $\overline{\sigma}_5$ zu gelangen. Umgerechnet auf die Normgeneration SIA 260, entspricht der Sicherheitsfaktor γ der Multiplikation von $\gamma_F \cdot \gamma_M$ (vgl. Abbildung 6). Der Widerstandsbeiwert γ_M setzt sich zusammen aus $\gamma_R \cdot \gamma_m$. Wird für den Partialfaktor des Tragwiderstands γ_R ein Wert von 2,0 und für den Partialfaktor γ_m ein solcher von 1,2 vorausgesetzt, bleibt für den Lastbeiwert $\gamma_F = 2{,}08$. Mit den in der Norm SIA 177 (1980) angegebenen notwendigen Mindesttragfähigkeiten f_{Mn} lässt sich somit eine Aussage zur Grössenordnung des Bemessungswerts tätigen, indem die Werte von f_{Mn} durch γ_M dividiert werden. Ab Norm SIA 177 (1980) werden bei den

Mauerwerksart	Umrechnungsfaktoren		
	η_1	η_3	$f_{xk} \rightarrow f_{yk}$
MBNV	0,80	1,67	0,30
MBNC	0,71	1,67	0,30
MBHC	0,75	1,67	0,30
MBSC	0,73	1,67	0,30
MKNV	0,80	1,67	0,30
MKNC	0,86	1,67	0,30
MKHC	0,89	1,67	0,30
MCNC	0,71	1,67	0,48
MGNK	-	1,67	0,48
MGHK	-	1,67	0,48

Tabelle 5: Umrechnungsfaktoren η und $f_{xk} \rightarrow f_{yk}$ bei Gegenüberstellung der Festigkeitswerte nach Norm SIA 266 und SIA 177/2

Angaben zu den Festigkeitswerten unterschiedliche Mauerwerksdicken unterschieden. Vereinfachend werden die in Tabelle 7 des Merkblatts SIA 2018 angegebenen Werte auf die am häufigsten anzutreffenden Mauerwerksdicken von 150 mm bei Einsteinmauerwerk und ≥ 270 mm bei Verbandmauerwerk angegeben. Zudem sind diese Werte etwa in der Mitte der jeweiligen Festigkeitsbereiche.

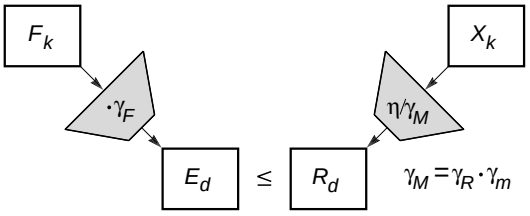


Abb. 6: Last- und Widerstandsbeiwert auf Seite Auswirkungen bzw. Seite Widerstände

Das Vorgehen nach Norm SIA 113 von 1965 zur Ermittlung der Bemessungswerte ist gleich dem oben beschriebenen nach Norm SIA 177 (1980).

Im Gegensatz zu SIA 113 (1965) und SIA 177 (1980) wird bei der Norm SIA 113 von 1943 ein Sicherheitsfaktor gegen Bruch von 6,0 an Stelle von 5,0 verlangt. Um zu den Bemessungswerten zu gelangen, müssen die in der Norm SIA 113 (1943) angegebenen zulässigen Schwerpunktspannungen σ_s mit dem entsprechenden Lastbeiwert von $\gamma_F = 2{,}50$ multipliziert werden und es kann nicht wie bei SIA 177 (1980) und SIA 113 (1965) von einer notwendigen Mindesttragfähigkeit aus zurückgerechnet werden. Der Wert für γ_F ergibt sich analog zu den Überlegungen wie bei der Norm SIA 177 (1980) indem der globale Sicherheitsfaktor von $\gamma = 6{,}0$ durch den Widerstandsbeiwert $\gamma_M = \gamma_R \cdot \gamma_m = 2{,}0 \cdot 1{,}2 = 2{,}4$ dividiert wird und so der Lastbeiwert $\gamma_F = 2{,}50$ erhalten wird. Die aus diesem Vorgehen errechneten Bemessungswerte sind in Tabelle 7 des Merkblatts SIA 2018 aufgeführt.

5 LITERATUR

Bachmann et al. (1998), *Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl*, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 29, 16. Juli 1998, 4–11.

Bachmann et al. (1965), *Versuche über das plastische Verhalten von zweifeldrigen Stahlbetonbalken*, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr. 6203-1 und -2. Zürich 1965.

Dazio et al. (1999), *Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Bericht Nr. 239, ISBN 3-7643-6149-2. Birkhäuser Verlag, Basel 1999.

Lüchinger et al. (1973), *Versuche an Stahlbetonbalken unter Torsion, Biegung und Querkraft*, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr. 6506-5, ISBN 3-7643-0691-2. Birkhäuser Verlag, Basel 1973.

Marti et al. (1977), *Schubversuche an Stahlbeton-Platten*, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-2, ISBN 3-7643-0983-0. Birkhäuser Verlag, Basel 1977.

Ramu et al. (1969), *Versuche an gelenkig gelagerten Stahlbetonstützen unter Dauerlast*, Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr. 6418-1. Zürich 1969.

Rußwurm et al. (1992), *Betonstähle für den Stahlbetonbau*, Institut für Stahlbetonbewehrung e. V., München, ISBN 3-7625-3001-7. Bauverlag, Berlin 1992.

SIA Empfehlung 177/1: *Bemessung von Mauerwerkswänden unter Druckbeanspruchung*; Ausgabe 1983. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 56 pp.

SIA Empfehlung V177: *Mauerwerk*; Ausgabe 1995. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 52 pp.

SIA Merkblatt 2018: *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben*; Ausgabe 2004. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 40 pp.

SIA Norm 113: *Norm für die Berechnung und die Ausführung von Mauerwerk aus künstlichen und natürlichen Bausteinen*; Ausgabe 1965. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 33 pp.

SIA Norm 162: *Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton;* Ausgabe 1968. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich

SIA Norm 162: *Betonbauten;* Ausgabe 1989, Teilrevision 1993. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 86 pp.

SIA Norm 177: *Mauerwerk*; Ausgabe 1980. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 64 pp.

SIA Norm 177/2: *Bemessung von Mauerwerkswänden*; Ausgabe 1992. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 32 pp.

SIA Norm 262: *Betonbau;* Ausgabe 2003. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 90 pp.

SIA Norm 266: *Mauerwerk;* Ausgabe 2003. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 44 pp.

SIA Richtlinie 162/34: *Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken;* Ausgabe 1976. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich

Tragwerksnormen 1892 – 1956, Eine Sammlung der in der Schweiz zwischen 1892 und 1956 erlassenen Verordnungen, Vorschriften und Normen für Tragwerke aus Stahl, Beton, Mauerwerk und Holz, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 312 pp.

Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Ehrfried Kölz, Risk&Safety AG, Gipf-Oberfrick
Blaise Duvernay, Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Biel

1 EINFÜHRUNG

Im Merkblatt SIA 2018 erfolgt die Überprüfung von Gebäuden in Bezug auf Erdbeben auf der Basis eines risikoorientierten Ansatzes. Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit im Kontext von Risikoreduktion und Massnahmenkosten sind zentrale Begriffe dieses Ansatzes. Die Erkenntnis, dass bestehende Bauwerke mit anderen Massstäben zu messen sind, als jene, die heute für Neubauten anzuwenden sind, ist die Voraussetzung dafür.

Im vorliegenden Beitrag werden die Grundlagen zum Verständnis des risikoorientierten Ansatzes gegeben. Seine Umsetzung mit Hilfe des Merkblatts wird erläutert und an Beispielen diskutiert.

2 RISIKO AUS ERDBEBEN

2.1 Risiko

Nach Kaplan und Garrick (1981) ist der Begriff Risiko mit drei fundamentalen Fragen verknüpft:

– Was kann passieren?

– Wie wahrscheinlich/häufig ist das?

– Was sind die Folgen?

Die erste Frage führt zum Denken in Gefährdungsbildern. Die zweite betrifft die Wahrscheinlichkeit oder Häufigkeit mit der das Gefährdungsbild eintritt. Die dritte zielt auf die unerwünschten Konsequenzen, die aus dem Gefährdungsbild resultieren.

In seiner quantifizierten Form wird Risiko R im allgemeinen als Produkt der Eintretenswahrscheinlichkeit W oder Eintretenshäufigkeit H und der mit einem bestimmten Ausmass A bewerteten Schadenfolgen dargestellt:

$$R = W \cdot A \quad \text{bzw. } R = H \cdot A \tag{1}$$

Um Prioritäten für die Risikominderung bei bestehenden Bauwerken ableiten zu können, sind drei weitere Fragen hinzuzufügen:

– Was können wir tun?

– Was sollten wir tun?

– Können wir uns das leisten?

Die erste Frage spricht die Palette der zur Verfügung stehenden baulichen, technischen und organisatorischen Massnahmen an. Die zweite bezieht sich auf die gesellschaftliche Forderung nach Sicherheit und ganz allgemein nach der Akzeptanz von Risiken oder der Akzeptanz eines ganz bestimmten Risikos. Die dritte betrifft die Verfügbarkeit der notwendigen Mittel, um die Massnahmen umsetzen zu können.

Schneider (2000) brachte die Konstellation wie folgt auf den Punkt: “Safety – A Matter of Risk, Cost and Consensus”.

2.2 Risiko-bestimmende Faktoren

Das Risiko aus Erdbeben wird dominiert durch das mögliche Versagen von Bauwerken und den damit verbundenen unerwünschten Konsequenzen. Folgende Faktoren spielen dabei eine wichtige Rolle:

– Erdbebengefährdung und Standortgefährdung

– Verletzbarkeit der Bauwerke

– Werte und Schadenfolgen.

Abbildung 1 gibt diesbezüglich einen Überblick.

2.3 Erdbebengefährdung

Die Erdbebengefährdung wird generell charakterisiert durch Grössen, welche die Wirkung von Erdbeben beschreiben. Unter diesen Grössen sind historisch von grosser Bedeutung die sogenannten makroseismischen Intensitäten, welche direkt die Schadenwirkung aber auch die wahrgenommene Wirkung von Erdbeben umfassen. In Mitteleuropa ist die sogenannte European Macroseismic Scale EMS (1998) gebräuchlich. Für die ingenieurmässige Anwendung sind die spektralen Werte der Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebung wichtig.

Zur Charakterisierung der Erdbebengefährdung werden diese Grössen mit Wahrscheinlichkeiten verknüpft. Eine besondere Rolle spielt die Überschrei-

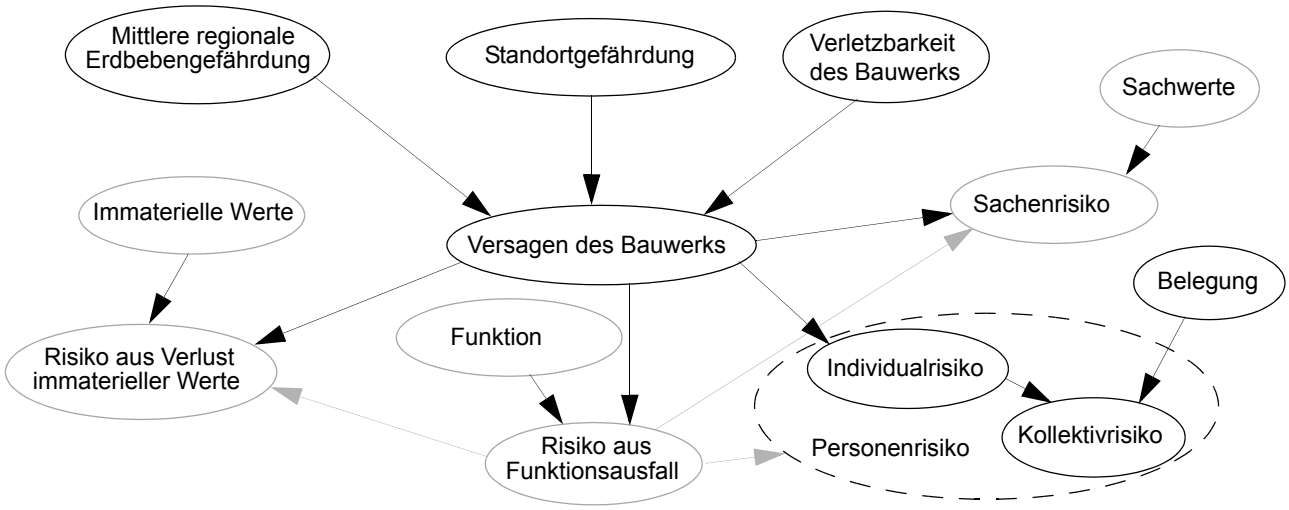


Abb. 1: Risiko aus Erdbeben in Zusammenhang mit dem möglichen Bauwerksversagen

tungswahrscheinlichkeit. Sie gibt an, mit welcher Wahrscheinlichkeit eine bestimmte Grösse, z.B. eine Beschleunigung, überschritten wird. Die auf ein Jahr bezogene Überschreitungswahrscheinlichkeit ist der Kehrwert der Wiederkehrperiode. Die Wiederkehrperiode ist jenes Zeitintervall, dass im Mittel zwischen dem Auftreten zweier Erdbeben, z.B. mit bestimmter Intensität oder mit bestimmter Bodenbeschleunigung, verstreicht.

Die Abschätzung der Wiederkehrperioden von Erdbeben stützt sich im wesentlichen auf die möglichst lückenlose Erfassung, Interpretation und Einordnung historischer Erdbebenereignisse. Historische Ereignisse sind oft nur vage erfasst und bestenfalls mit Hilfe makroseismischer Intensitäten charakterisiert. Um Aussagen über die Überschreitungswahrscheinlichkeit, z.B. der Bodenbeschleunigungen, machen zu können, muss das Wissen über historische Beben verknüpft werden mit dem Wissen über die seismologischen und geotektonischen Verhältnisse und dem Wissen aus den Aufzeichnungen des Erdbebenmessnetzes in der Schweiz. Man muss sich allerdings immer bewusst machen, dass der Beobachtungszeitraum für Erdbeben in der gleichen Grössenordnung liegt, wie die Wiederkehrperioden der erwarteten schweren Erdbeben in der Schweiz.

2.4 Standortgefährdung

Die Wirkung eines Erdbebens ist massgeblich von den hydrogeologischen, den geologischen, den geotechnischen sowie den topographischen Verhältnissen am Standort abhängig. In diesem Zusammenhang wird von Standortgefährdung oder Mikrozonierung gesprochen. Bei Bauwerken liegt die schadenverstärkende Wirkung hauptsächlich darin, dass die einwirkenden Bodenbeschleunigungen erhöht werden und die Periode der Bodenbewegungen in den für das betrachtete Bauwerk kritischen Bereich verschoben wird. Ein Beispiel findet sich in der Abbildung 2 (Auschnitt der provisorischen seismischen spektralen Mikrozonierung der Region Brig mit elastischen Antwortspektren; CREALP/Résonance/Tissières 2001, unveröffentlicht).

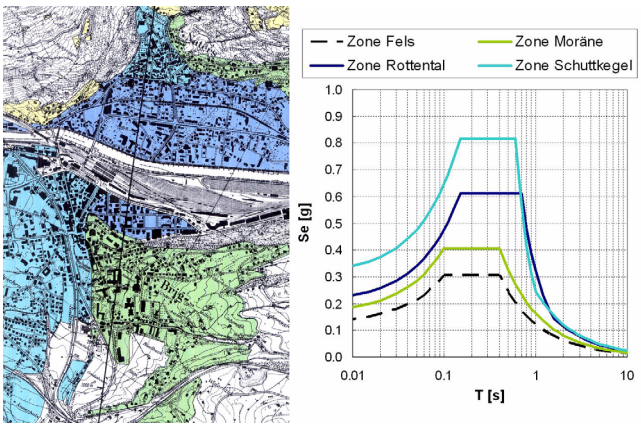


Abb. 2: Standortgefährdung am Beispiel Brig

2.5 Verletzbarkeit von Bauwerken

Die Verletzbarkeit beschreibt den Zusammenhang zwischen der Schwere von Erdbeben und der Wahrscheinlichkeit, dass ein Bauwerk bei einem Erdbeben bestimmter Schwere einen Schaden nimmt. Diese Wahrscheinlichkeit hängt ab von:

– dem Tragwerkskonzept
– dem Bemessungskonzept
– der konstruktiven Durchbildung.

Zur Beschreibung der Verletzbarkeit werden Grössen der Erdbebenwirkung mit Grössen des Schadens am Bauwerk verknüpft. So stellt die EMS einen Zusammenhang her zwischen der Intensität von Erdbeben und dem Schadengrad, welchen ein Bauwerk, das

einer bestimmten Verletzbarkeitsklasse zugeordnet ist, erleidet. In der EMS sind sechs Verletzbarkeitsklassen A bis F definiert. A steht für die grösste Verletzbarkeit. Ein Bauwerkstyp wird schliesslich charakterisiert, indem ihm wahrscheinliche Verletzbarkeitsklassen zugeordnet werden. Tabelle 1 zeigt diese Zuordnung für verschiedene Bauwerkstypen. Dargestellt werden jeweils die Spannweite der wahrscheinlichen Zuordnungen sowie die wahrscheinlichste Zuordnung (fett gedruckt).

Bauwerkstyp	EMS Verletzbarkeitsklasse		
Mauerwerk			
mit Holzbalkendecken	A	**B**	C
mit Stahlbetondecken	B	**C**	D
Tragwerke mit Stahlbetonrahmen			
ohne Erdbebenbemessung	A	**C**	D
Bemessung auf moderate Erdbeben	B	**D**	E
Bemessung auf starke Erdbeben	C	**E**	F
Tragwerke mit Stahlbetonwänden			
ohne Erdbebenbemessung	B	**C**	D
Bemessung auf moderate Erdbeben	C	**D**	E
Bemessung auf starke Erdbeben	D	**E**	F
Stahlbauten	D	**E**	F
Holzbauten	C	**D**	E

Tabelle 1: Zuordnung der EMS-Verletzbarkeitsklassen

Die EMS unterscheidet im Weiteren fünf Schadengrade. Die Schadengrade reichen von leichten Schäden (Schadengrad 1) bis hin zum Teileinsturz resp. Einsturz (Schadengrad 5). Sogenannte Verletzbarkeitskurven geben den Zusammenhang zwischen Verletzbarkeit, Intensität und Schadengrad wieder. Ein Beispiel hierfür findet sich in Abbildung 3.

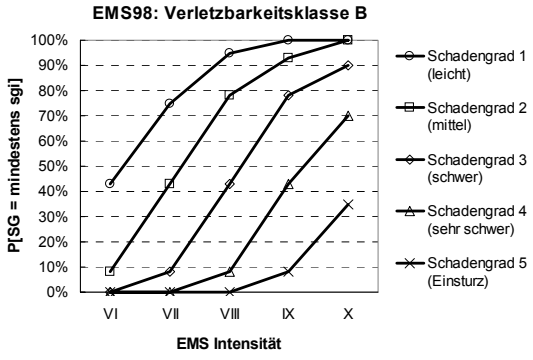


Abb. 3: Bsp. EMS-Verletzbarkeitskurve (Pellissier, 2003)

Solche Verletzbarkeitskurven können jedoch auch in Abhängigkeit der Bodenbeschleunigung oder der Bodenverschiebung an Stelle der Intensität konstruiert werden (siehe Abbildung 4).

Die intensitätsbasierte Beschreibung der Verletzbarkeit basiert auf einem verallgemeinerten Wissen

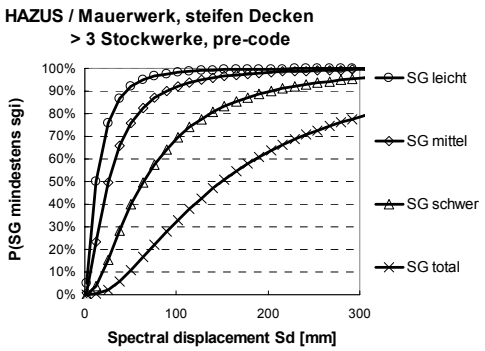


Abb. 4: Bsp. HAZUS-Verletzbarkeitskurve

aus Erfahrungen über das Bauwerksverhalten in vergangenen Erdbeben. Dieses Wissen ist robust aber in Bezug auf den Einzelfall grob. Deshalb ist es ratsam in Abhängigkeit des Anspruchs, dieses Wissen mit der Hilfe von modernen jedoch aufwändigen Erdbebeningenieurmethoden, die das Erdbebenverhalten von Bauwerken genauer erfassen, zu ergänzen.

2.6 Schadenfolgen

Beim Versagen von Bauwerken sind massgeblich die nachfolgenden Schadenfolgen zu beachten:

– Personenschaden
– Sachschaden
– Funktionsausfall
– Schäden an immateriellen Werten.

Der Personenschaden entsteht bei einem Erdbeben direkt durch die Wirkung einstürzender Bauteile, umstürzender Anlagen und Einrichtungen, indirekt durch Folgebrände und weitere Folgeereignisse, durch verspätete oder fehlgeschlagene Rettung Eingeschlossener sowie durch mangelhafte Versorgung Überlebender. Das Ausmass an Personenschäden lässt sich über die Anzahl der Verletzten und Getöteten erfassen. Darüber hinaus entstehen in Geldeinheiten bewertbare Schäden die aus Tod, Invalidität oder Verletzung folgen.

Der Sachschaden entsteht ebenfalls durch die direkte mechanische Einwirkung als auch durch Folgeereignisse. Der Sachschaden bemisst sich am Wert der untergegangenen Sache. Aus der Sicht der Gebäudeversicherung ist der Wert eines Gebäudes ein Zeitwert. Das Gebäudeschadenrisiko liegt in der Schweiz nach Abschätzungen von Versicherungen in der Grössenordnung einiger weniger 10-Rappen pro 1’000 Franken Gebäudewert.

Schäden am Bauwerk können zur Beeinträchtigung seiner Funktion bis hin zum Funktionsausfall führen. Aus einem Funktionsausfall entstehen Folgeschäden. Besonders weitreichend sind diese Folgeschäden in Zusammenhang mit dem Versagen von Bauwerken,

die nach SIA 261 der Bauwerksklasse III zuzuordnen sind. Diese Schäden sind schwierig zu quantifizieren, weil sie sowohl räumlich als auch zeitlich schwer fassbar sind.

Zu den Schäden an immateriellen Werten zu zählen sind neben den Personenschäden unter anderen die Schäden an Kulturgütern oder an der Umwelt. Ein weiteres Beispiel eines immateriellen Schadens ist der Imageschaden. Solche immateriellen Schäden sind nicht ersetzbar. Die monetäre Bewertung solcher Schäden ist meist schwierig.

2.7 Beschränkung

Im Merkblatt wird die Verhältnismässigkeit in Zusammenhang mit Gebäuden betrachtet. Des weiteren stehen in der Beurteilung der Verhältnismässigkeit die Personenrisiken im Vordergrund. Man muss sich jedoch stets vor Augen halten, dass Erdbeben vielschichtige, räumlich und zeitlich sehr weitreichende Folgen nach sich ziehen.

In Bezug auf die besonders bedeutsamen Gebäude der Bauwerksklasse III und abgeschwächt auch in Bezug auf jene der Bauwerksklasse II wird diesem Umstand Rechnung getragen, indem die Bedeutungsfaktoren wie bei den Neubauten zu berücksichtigen sind.

3 PERSONENRISIKO

3.1 Individualrisiko und Kollektivrisiko

Im Personenrisiko wird das Individualrisiko vom Kollektivrisiko unterschieden.

Im Merkblatt SIA 2018 wird in Zusammenhang mit der Akzeptanz des Individualrisikos das minimal erforderliche Sicherheitsniveau definiert. Das Individualrisiko gibt die mittlere Wahrscheinlichkeit an, mit der eine einzelne Person in einem Gebäude durch ein Erdbeben den Tod findet (Todesfallwahrscheinlichkeit). Wie bereits in Vogel (2005) dargelegt, wird bei der Abschätzung des Individualrisikos von einer Person ausgegangen, die sich rund um die Uhr im zu untersuchenden Gebäude aufhält. Damit wird das Individualrisiko direkt mit der Tragsicherheit des Gebäudes gekoppelt.

Die Todesfallwahrscheinlichkeit wird im Merkblatt wie auch sonst üblich auf den Zeitraum eines Jahres bezogen. Tabelle 2 enthält einige Beispiele. Zu beachten ist, dass es sich dabei um Durchschnittswerte handelt.

Im Kollektivrisiko wird die Anzahl der Personen, welche sich in einem Gebäude aufhalten und deren Aufenthaltsdauer berücksichtigt. Das Kollektivrisiko wird benötigt, um mit den sogenannten Rettungskosten die Verhältnismässigkeit von Massnahmen beurteilen zu können.

Mittlere Todesfallwahrscheinlichkeit pro Jahr und pro 100'000 Personen	
Altersabhängige Sterblichkeit	
110	25 jähriger Mensch
100	35 jähriger Mensch
300	45 jähriger Mensch
800	55 jähriger Mensch
2'000	65 jähriger Mensch
5'000	75 jähriger Mensch
Zusätzliche arbeitsbedingte Sterblichkeit	
100	Holzfällerarbeit
90	Forstarbeit
50	Bauarbeiter
15	Chemische Industrie
10	Maschinenindustrie
5	Büroarbeit
Zusätzliche Sterblichkeit aus Lebensstil	
400	Rauchen, 20 Zig./Tag
300	Trinken, 1 Flasche/Tag
150	Motorradfahren
20	Autofahren (20-24 jährig)
10	Fussgänger
10	Haushalt
10	Autofahren 10,000 km/Jahr
5	Bergwandern
3	Autobahn 10,000 km/Jahr
1	Flugzeugunglück (pro Flug)
1	Zugfahren 10,000 km/Jahr
0,5	Brand in Gebäude
0,1	Blitzschlag

Tabelle 2: Beispiele von Todesfallwahrscheinlichkeiten (Schneider, 1996)

3.2 Risikofaktoren

In der Figur 7 des Merkblatts ist der Risikofaktor als Funktion des Erfüllungsfaktors dargestellt. Der Risikofaktor wird benötigt, um die Personenrisiken abzuschätzen. Der Risikofaktor entspricht praktisch dem Individualrisiko einer Person, die sich während eines Jahres in einem Gebäude aufhält. Damit ein Zusammenhang hergestellt werden kann zwischen Risikofaktoren und Erfüllungsfaktoren, müssen diese abgeschätzt bzw. berechnet werden.

Auf der Grundlage der EMS lässt sich der Risikofaktor wie folgt abschätzen:

$$RF = \sum_{I_{EMS}=VI}^{X} P(I_{EMS}) \cdot \left(\sum_{SG=4}^{5} P_{SG}(VK, I_{EMS}) \cdot P^{*}(I_{EMS}, SG) \right) \quad (2)$$

$P(I_{EMS})$ ist die auf ein Jahr bezogene Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines Erdbebens einer bestimmten EMS Intensität an einem bestimmten Ort. Im Kontext der SIA Normen wurden solche Eintretens-

wahrscheinlichkeiten für die vier Erdbebenzonen 1, 2, 3a und 3b definiert. Die Wiederkehrperioden verschiedener EMS Intensitäten sind in der Tabelle 3 enthalten. Die Eintretenswahrscheinlichkeiten werden mit Hilfe der Wiederkehrperioden berechnet als Differenz der Überschreitungswahrscheinlichkeiten der betrachteten Intensitätsstufe und der nächst höheren Intensitätsstufe.

Intensität	EGA	Wiederkehrperiode [Jahre]			
	[m/s2]	Zone 1	Zone 2	Zone 3a	Zone 3b
VI	0,4	260	110	70	50
VII	0,8	1'100	400	240	160
VIII	1,5	4'700	1'300	700	420
IX	2,6	20'000	6'000	2'400	1'000
X	4,0	60'000	28'000	10'000	4'600

Tabelle 3: Wiederkehrperioden von Erdbeben

P_{SG} ist die Wahrscheinlichkeit, dass ein Gebäude, welches einer bestimmten Verletzbarkeitsklasse zugeordnet ist, bei einem Erdbeben der Intensität I_{EMS} einen Schaden eines bestimmten Grades erleidet. Dabei werden nur die Schadengrade 4 (sehr schwerer Schaden) und 5 (Einsturz oder Beinahe-Einsturz) betrachtet, weil vor allem diese beiden Schadengrade und der daraus folgende Personenschaden mit dem Tragwerksversagen verbunden sind. P^* ist die bedingte mittlere Wahrscheinlichkeit bei einem Erdbeben der Intensität I_{EMS}, die beim Gebäude einen Schadengrad SG bewirkt, den Tod zu finden. Beim Schadengrad 4 wurden für P^* Werte zwischen 1% und 6% für Intensität VI bis hin zu Werten zwischen 2% und 12% bei Intensität X angenommen. Für Schadengrad 5 wurden Werte zwischen 10% und 30% (VI) bis hin zu Werten zwischen 20% und 60% (X) angenommen.

VK	Zone 1		Zone 2		Zone 3a		Zone 3b	
A	2,00	6,00	4,00	20,00	8,00	30,00	10,00	50,00
B	0,40	2,00	1,00	5,00	3,00	10,00	5,00	20,00
C	0,10	0,50	0,30	2,00	0,70	3,00	1,00	6,00
D	0,02	0,10	0,07	0,40	0,20	0,90	0,30	2,00
E	0,01	0,03	0,01	0,08	0,04	0,20	0,07	0,40
F	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,01

Tabelle 4: Spannen von Individualrisken (1 zu 100'000 und pro Jahr) in Bezug auf Verletzbarkeitsklassen VK

Tabelle 4 zeigt Spannweiten der abgeschätzten Individualrisiken in Abhängigkeit von Verletzbarkeitsklasse und der Erdbebenzone.

Sind die Risiken abgeschätzt und die Risikofaktoren für bestimmte Verletzbarkeitsklassen festgelegt, müssen den Verletzbarkeitsklassen Erfüllungsfaktoren zugeordnet werden. Diese Zuordnung ist mit erheblichen Unschärfen verbunden. Zunächst liegen mit der neuen Normengeneration SIA 260 ff. noch keine umfassenden Erfahrungen vor. Hinzu kommt, dass sich mit dem im Merkblatt zur Verfügung gestellten verformungsbasierten Verfahren neue Möglichkeiten öffnen. Mit diesem Verfahren lassen sich grundsätzlich grössere Erfüllungsfaktoren ermitteln, als mit den konventionellen Methoden.

Mit einigen Probeanwendungen konnten hier wertvolle Aufschlüsse erzielt werden. Jedoch haben schon die Probeanwendungen demonstriert, dass in der Anwendung in der Praxis mit erheblichen Streuungen in Bezug auf die erzielbaren Erfüllungsfaktoren zu rechnen ist. Zusätzlich wurde mit Hilfe sogenannter Base Shear Koeffizienten eine Beziehung zwischen nachweisbarer Beschleunigung und damit mit dem erzielbaren Erfüllungsfaktor und den Verletzbarkeitsklassen der EMS hergestellt. Schliesslich wurde mit Hilfe der über den gesamten Gebäudebestand integrierten Risiken und in Bezug auf den Investitionsbedarf die Risikofaktor-Erfüllungsfaktor-Beziehung weiter abgestützt.

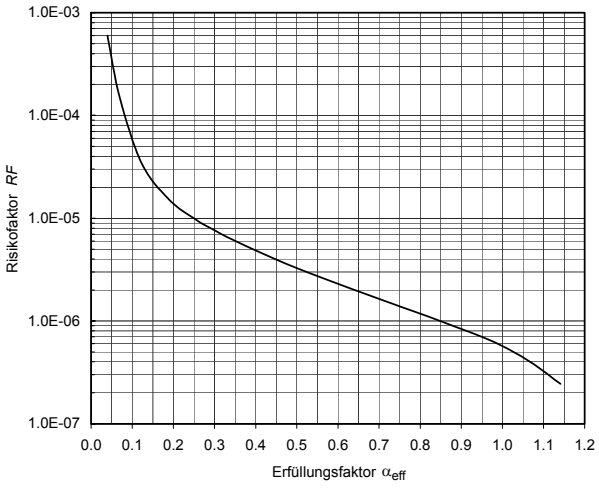


Abb. 5: Risikofaktor-Erfüllungsfaktor-Beziehung

Die Arbeitsgruppe SIA 261-1 hat schliesslich die in Abbildung 5 dargestellte Figur ins Merkblatt übernommen. Deren Stützwerte finden sich nachfolgend.

α_{eff}	0,04	0,07	0,12	0,19	0,25	0,31	0,38	0,44	0,5	0,57	0,63	0,7	0,76	0,82	0,89	0,95	1,01	1,08	1,14
RF	60,00	14,71	3,44	1,56	1,00	0,72	0,53	0,41	0,32	0,26	0,21	0,17	0,13	0,11	0,09	0,07	0,05	0,04	0,02

Tabelle 5: Stützwerte der Figur 7 des Merkblatts

4 RETTUNGSKOSTEN

Das zentrale Kriterium in der Beurteilung der Verhältnismässigkeit sind die sogenannten Rettungskosten. Mit den Rettungskosten wird die Effizienz von Massnahmen beurteilt. Die Rettungskosten RK_M lassen sich aus dem Quotienten der zu einer Massnahme gehörenden Sicherheitskosten SK_M und der durch die Massnahme erzielbaren Risikoreduktion ΔR_M ermitteln (ΔR_M ist dabei die Differenz zwischen dem Kollektivrisiko im Ausgangszustand und jenem, das sich nach der Umsetzung der betrachteten Sicherheitsmassnahme ergeben würde):

$$RK_M = \frac{SK_M}{\Delta R_M} \tag{3}$$

Die Einheit der Rettungskosten beträgt [Franken pro gerettetes Menschenleben]. Jeder vermiedene Todesfall bedeutet ein gerettetes Menschenleben. In der Tabelle 6 sind einige Beispiele von Rettungskosten aufgeführt.

Rettungskosten Millionen Franken pro gerettetes Menschenleben	
0,1	Sicherheitgurte in Autos
0,5	Tragwerke
1,0	
2,0	
5,0	S-Bahn Zürich
10,0	Erdbebennorm SIA 1989
100,0 bis 1000,0	Asbest-Sanierung Schulen

Tabelle 6: Rettungskosten (Schneider, 1996)

Damit die Rettungskosten berechnet werden können, müssen:

– die möglichen Massnahmen ermittelt werden
– die ihnen anzulastenden Sicherheitskosten abgeschätzt werden
– die durch sie bewirkte Risikoreduktion abgeschätzt werden.

4.1 Massnahmen

Folgende Massnahmen stehen zur Verfügung im Umgang mit den Risiken aus Erdbeben

– Erdbebensicherung
– Nutzungsänderung
– Risiko bewusst akzeptieren.

Die Erdbebensicherung durch bauliche Massnahmen am Tragwerk und in Bezug auf nichttragende Bauteile bis hin zur Sicherung von Einrichtungen und Anlagen steht im Vordergrund. Solche Massnahmen sind erforderlich damit zumindest α_{min} erreicht wird, so lange dies zumutbar ist. Darüber hinausgehend sind Massnahmen zu ergreifen, wenn sie verhältnismässig sind. Die baulichen Massnahmen müssen robust sein. Sie müssen die Tragsicherheit zuverlässig und wesentlich verbessern, damit die für sie aufgewendeten Mittel gerechtfertigt sind.

Wenn es keine verhältnismässigen baulichen Massnahmen gibt, kann das Risiko auch durch eine Änderung der Nutzung vermindert werden. So kann z.B. die Personenbelegung zurückgenommen und damit das Kollektivrisiko reduziert werden.

Wenn es keine zumutbaren Massnahmen gibt, um zumindest α_{min} zu erreichen, so muss dieses Risiko bewusst akzeptiert werden.

4.2 Sicherheitskosten

Die Sicherheitskosten SK_M, die in der Gleichung (3) oberhalb des Bruchstrichs stehen, sind zu berechnen als Produkt des Diskontierungsfaktors DF und der Sicherheitsbezogenen Investitionskosten SIK_M

$$SK_M = DF \cdot SIK_M \tag{4}$$

Die Sicherheitsbezogenen Investitionskosten SIK_M umfassen grundsätzlich alle Kosten, die zur Erhöhung der Erdbebensicherheit eines Bauwerks eingesetzt werden. Damit umfassen sie die rein baulichen Kosten der Sicherungsmassnahme, die Kosten für die Abschlussarbeiten (Belag wiederherstellen, Verputz von Wänden, Verkleidungen, Malerarbeiten usw.) und die Honorare. Theoretisch wären auch die Kosten für die eingeschränkte Nutzung und der Beitrag des Bauherren zu quantifizieren und zu berücksichtigen. Damit ist auch klar unter welchen Umständen die Verhältnismässigkeit einer Erdbebensicherung wesentlich verbessert wird, nämlich in Zusammenhang mit einem Umbau oder einer Instandsetzung eines Gebäudes. Es ist unbedingt erforderlich, schon früh in der Planung solcher Arbeiten Ingenieure beizuziehen.

Da die Risikoreduktion auf den Zeitraum eines Jahres bezogen abgeschätzt wird, müssen auch die Massnahmenkosten auf ein Jahr bezogen werden. Aus diesem Grund sind die sicherheitsbezogenen Investitionskosten mit dem Diskontierungsfaktor zu multiplizieren. Im Diskontierungsfaktor DF wird die voraussichtliche Restnutzungsdauer n und auch ein Diskontzinssatz i berücksichtigt (Gleichung (5)).

$$DF = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad [1/\text{Jahr}] \tag{5}$$

Der Diskontzinssatz ist indes keine rein finanzmathematische Grösse, sondern er ist vielmehr Ausdruck einer Gewichtung des heutigen Nutzens und des zukünftigen Nutzens einer Investition. Unter dem Gesichtspunkt der sogenannten “social time preference”

ergeben sich Diskontzinssätze in der Grössenordnung von 8%. In einer solchen Rechnung gehen 100 Menschen, die in 50 Jahren gerettet werden, als nur 2 gerettete Menschen in die Gegenwartsrechnung ein (siehe z.B. Paté-Cornell (1984)). Rackwitz (2003) hingegen errechnet mit einen sozio-ökonomischen Optimalitätsansatz eine "time preference rate" von 1%.

Andere Ansätze legen der Festlegung des Diskontzinssatzes die sogenannten sozialen Opportunitätskosten zu Grunde, die sich auf jene Nutzen beziehen, die mit einem alternativen Mitteleinsatz verbunden sind. Faber und Rackwitz errechnen einen Wert von 2% als optimal für volkswirtschaftliche Investitionen in die Sicherheit. Ein weiterer Ansatz orientiert sich wiederum ausschliesslich an den Kosten von Krediten am Geldmarkt. FEMA-256 (1994) legt fest, dass Diskontzinssätze aus einem Bereich von 2% bis 7% zu wählen sind. Im Merkblatt wurde der Diskontzinssatz schliesslich auf 2% festgelegt.

4.3 Risikoreduktion

Die Risikoreduktion errechnet sich aus der Differenz zwischen dem Kollektivrisiko im Ausgangszustand und dem Kollektivrisiko, welches sich nach der Umsetzung von Erdbebensicherungsmassnahmen ergeben würde. Das Kollektivrisiko im Ausgangszustand wird bestimmt, indem für den ermittelten Erfüllungsfaktor im Ausgangszustand α_{eff} der Risikofaktor aus der Abbildung 5 bestimmt und mit dem Erwartungswert der Personenbelegung multipliziert wird. Das Risiko nach Umsetzung der Massnahmen wird analog bestimmt auf der Grundlage des Erfüllungsfaktors α_{int}, der sich nach der Umsetzung von Massnahmen ergeben würde. Wenn sich der Erwartungswert der Personenbelegung nicht ändert, dann ergibt sich die Risikodifferenz aus Gleichung (6).

$$\Delta R_M = (RF(\alpha_{eff}) - RF(\alpha_{int})) \cdot PB = \Delta RF \cdot PB \qquad (6)$$

Sollte sich auch die Personenbelegung verändern, so ist zunächst die Personenbelegung im Ausgangszustand mit dem Risikofaktor im Ausgangszustand zu multiplizieren und davon ist das Produkt aus Risikofaktor nach Massnahme und Personenbelegung nach Massnahme abzuziehen.

Der Erwartungswert der Personenbelegung wird berechnet aus einer oder mehrerer unterschiedlicher Belegungen und ihrem Zeitanteil an einem ganzen Jahr mit Hilfe von

$$PB = \frac{1}{8736}\sum_i B_i \cdot h_i \cdot d_i \cdot w_i \qquad (7)$$

B_i ist die Anzahl Personen einer spezifischen Belegung des Gebäudes. h_i, d_i und w_i sind die Anzahl Stunden pro Tag, Tage pro Woche sowie Wochen pro Jahr, an welchen diese Belegung anzutreffen ist. Tabelle 7 zeigt am Beispiel eines Spitals, wie PB ermittelt wird.

Belegung	B_i	h_i	d_i	w_i	PB
Stationäre Patienten	180	24	7	52	180
Ambulante Patienten	30	2	5	52	2
Personal Tag	80	14	7	52	47
Personal Nacht	20	10	7	52	8
Besucher	320	1	7	52	13
Summe					250

Tabelle 7: Beispiel der Personenbelegung eines Spitals

4.4 Erweiterung

Im Merkblatt wird die Möglichkeit geboten, zusätzliche Nutzen der Erdbebensicherung in der Formel für die Rettungskosten zu berücksichtigen. Diese zusätzlichen Nutzen müssen monetarisiert sein. Solche monetarisierte Zusatznutzen bestehen zum Beispiel in:

– vermiedenen Sachschäden
– vermiedenen Schäden aus Betriebsunterbruch
– vermiedenen Mietkosten.

Diese vermiedenen Kosten errechnen sich der Differenz des auf ein Jahr bezogenen in Geldeinheiten bewerteten Risikos R_{GE} im Ausgangszustand und jenem Risiko, das nach der Umsetzung einer Sicherheitsmassnahme bleiben würde. Diese Risikoreduktion vermindert damit die Kosten, die in der Rettungskostenformel über dem Bruchstrich stehen, wie in Gleichung (8) dargestellt.

$$RK_M = \frac{SK_M - \Delta R_{GE}}{\Delta R_M} \qquad (8)$$

5 BEURTEILUNGSKRITERIEN

5.1 Akzeptables Individualrisiko

Der minimale Erfüllungsfaktor α_{min} soll sicherstellen, dass das Individualrisiko akzeptierbar ist und damit die Sicherheitsansprüche des Individuums befriedigt sind.
In der Risikoliteratur werden verschiedene Zielwerte für das sich auf ein Jahr bezogene Individualrisiko angegeben (siehe z.B. CIB 2001, Seiler 2000). Die Werte reichen in der Regel von 10^{-3} bis 10^{-6} pro Jahr und widerspiegeln die Spanne von freiwilligen, beeinflussbaren Risiken mit hohem persönlichen Nutzen (z.B. gefährliche Freizeitaktivität) bis hin zum unfreiwillig eingegangenen, wenig beeinflussbaren Risiko ohne direkten persönlichen Nutzen (z.B. Chemiefabrik aus der Sicht des Anrainers). CIB (2001) gibt für Naturgefahren den Wert von 10^{-4} pro Jahr als akzeptabel an. In Seiler (2000) wird ein Wert von 10^{-5} pro Jahr für die

Schweiz für zweckmässig erachtet.

Im Merkblatt wurde folglich festgelegt, das Individualrisiko als akzeptabel zu beurteilen, wenn die Todesfallwahrscheinlichkeit den Wert von 1/100'000 pro Jahr nicht überschreitet. Diese Bedingung wird als erfüllt betrachtet, wenn der Erfüllungfaktor grösser als 0,25 ist.

$$\alpha_{eff} \geq 0{,}25 \tag{9}$$

5.2 Verhältnismässige Rettungskosten

Wenn das Kriterium für das Individualrisiko erfüllt ist, kann die Beurteilung der Verhältnismässigkeit ausschliesslich auf der Grundlage der mit der Erdbebensicherungsmassnahme verbundenen Rettungskosten erfolgen.

Im Merkblatt werden die Rettungskosten wiederum angelehnt an (Seiler, 2000) als verhältnismässig beurteilt, wenn sie kleiner als 10 Mio. Franken pro gerettetes Menschenleben sind. Mit diesem Kriterium soll der effiziente Mitteleinsatz sichergestellt werden.

$$RK_M \leq 10 \text{ Mio. Fr./ger. Menschenleben} \tag{10}$$

5.3 Zumutbare Rettungskosten

Wenn der Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} < 0{,}25$ ist, werden die Massnahmen zum Erreichen von α_{min} als zumutbar beurteilt, wenn deren Rettungskosten kleiner als 100 Mio. Franken pro gerettetes Menschenleben sind.

Die Zumutbarkeit hängt im Grunde genommen auch von der relativen Höhe des aufzuwendenden Betrags für die Massnahmen zur Verbesserung der Erdbebensicherheit ab. Zum Beispiel können die Kosten der Erdbebensicherungsmassnahme mit den Kosten eines Umbaus oder einer Instandsetzung verglichen werden. Hier liegen unter Umständen Verhältnisse wie bei einem Neubau vor. Ganz allgemein betrachtet gilt für Sicherheitsmassnahmen die "praktisch nichts kosten", der Grundsatz, dass sie ergriffen werden sollen. Ob etwas "praktisch nichts kostet", kann nur auf der Grundlage von Vergleichen beurteilt werden. Unter Umständen fällt eine 100'000.- Franken Massnahme darunter, wenn sie im Rahmen eines Umbaus von 10 Mio. Franken realisiert werden kann. In der vorliegenden ersten Ausgabe des Merkblatts wurden in diesem Bereich allerdings keine Angaben gemacht.

Bei den kleinen Erfüllungsfaktoren, ist es wichtig, die möglichen Sachschäden und insbesondere die Folgen aus einem Verlust der Verfügbarkeit im Auge zu behalten.

$$\begin{aligned} &\alpha_{eff} < 0{,}25 \\ &RK_M \leq 100 \text{ Mio. Fr./ger. Menschenleben} \end{aligned} \tag{11}$$

5.4 Bauwerksklasse III

Gesondert zu besprechen ist die Beurteilung jener Gebäude, die der Bauwerksklasse III zuzuordnen sind. Im Fall von Akutspitälern, Einsatzzentralen von Polizeien, Feuerwehren und anderer wichtiger Einrichtungen der Rettungskette ist das Risiko nicht nur auf das Gebäude selbst beschränkt, sondern geht über das betroffene Gebäude hinaus. Mit der Erdbebensicherung solcher Bauwerke werden daher auch weitergehende Risiken vermindert. Bei den Bauten der Bauwerksklasse III ist daher der minimal erforderliche Erfüllungsfaktor auf 0,4 erhöht.

$$\alpha_{eff} \geq 0{,}40 \tag{12}$$

Hinzu kommt, dass hier auch die Gebrauchstauglichkeit für dieses Niveau nachgewiesen werden muss. In den Nachweisen für die Tragsicherheit als auch für die Gebrauchstauglichkeit ist der Bedeutungsfaktor 1.4 zu berücksichtigen.

Massnahmen für die Gebrauchstauglichkeit, welche über das in der Gleichung (12) geforderte Niveau hinausgehen sind in Zusammenhang mit der Verhältnismässigkeit von Massnahmen zur Erhöhung der Tragsicherheit zu beurteilen. In Bezug auf die Bauwerksklasse III müssen die Massnahmen zur Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit auch die Anlagen und Einrichtungen umfassen.

Eine weitere Gruppe von Bauwerksklasse III Bauten umfasst jene, bei welchen aus dem Versagen schwere Folgen entstehen, z.B. in der Bevölkerung oder der Umwelt. Jene Bauwerke, die der Störfallverordnung unterstellt sind, werden nach den Massstäben dieser Verordnung beurteilt.

Schliesslich fallen auch Kulturgüter von nationaler Bedeutung in den Bereich der Bauwerksklasse III. Dieses Thema wird bereits vom Kulturgüterschutz bearbeitet.

6 ANWENDUNG

6.1 Beurteilung und Massnahmenempfehlung

Auf die Zusammenhänge und den Ablauf der Überprüfung sei auf Vogel (2005) verwiesen. Zusammengefasst ergeben sich folgende drei wichtige Fälle.

Fall 1: $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$

– Massnahmen sind grundsätzlich erforderlich
– Massnahmen, die dazu führen, dass $\alpha_{eff} = \alpha_{min}$ wird, sind zu ergreifen, wenn sie zumutbar sind und folglich $RK_M \leq 100 \text{ Mio. Fr./ger. Menschenleben}$ erfüllt ist.
– Massnahmen, die dazu führen, dass $\alpha_{eff} > \alpha_{min}$ wird, sind zu ergreifen, wenn sie verhältnismässig sind

und folglich $RK_M \leq 10$ Mio. Fr./ger. Menschenleben erfüllt ist.

– Lassen sich keine Massnahmen finden, die zumutbar sind, so ist eine Nutzungsänderung zu erwägen.
– Lassen sich keine zumutbaren Massnahmen finden und ist keine Änderung der Nutzung möglich, so muss das Risiko akzeptiert werden.

Fall 2: $\alpha_{min} \leq \alpha_{eff} < \alpha_{adm}$

– Verhältnismässige Massnahmen sind zu ergreifen, d.h. $RK_M \leq 10$ Mio. Fr./ger. Menschenleben muss erfüllt sein für diese Massnahmen.

Fall 3: $\alpha_{eff} \geq \alpha_{adm}$

– Es sind keine Massnahmen empfohlen.

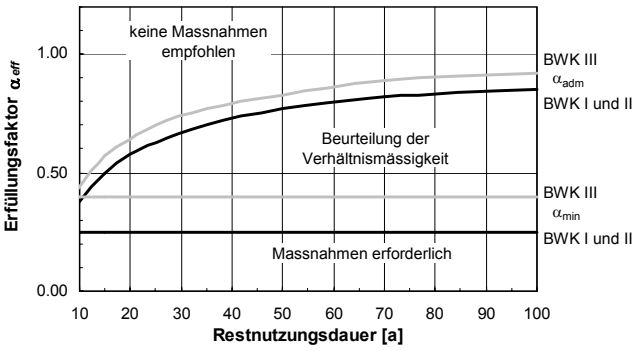


Abb. 6: Grundlage der Massnahmenempfehlung

Abbildung 6 zeigt die einzelnen Bereiche grafisch und insbesondere die Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer.

6.2 Fallbeispiele BWK I, II und III

Als Fallbeispiele werden je ein typischer Vertreter der Bauwerksklasse I, II und III betrachtet. Es handelt sich dabei um die nachfolgend aufgelisteten Gebäude.

	Wohnhaus BWK I	Schule BWK II	Akutspital BWK III
Wert [Mio. Fr.]	2	10	80
Nutzung	10 Bewohner	120 Schüler und Lehrer	200 Betten
Personenbelegung PB	4 P./Jahr	40 P./Jahr	250 P./Jahr
Restnutzungsdauer	40 Jahre	40 Jahre	40 Jahre
zumutbare Sicherheitsinvestition SIK_M für $\alpha_{eff} = 0{,}15, \alpha_{int} = \alpha_{min}$	0,1 Mio. Fr.	1,4 Mio. Fr.	12,5 Mio. Fr.
verhältnismässige Sicherheitsinvestition SIK_M für $\alpha_{eff} = \alpha_{min}, \alpha_{int} = 1{,}0$	0,0 Mio. Fr.	0,1 Mio. Fr.	0,3 Mio. Fr.

Die Werte der Sicherheitsbedingten Investitionskosten SIK_M sind der Abbildung 7 sowie der Abbildung 8 entnommen. In den Abbildungen sind für die Bauwerksklassen I, II und III in Abhängigkeit von α_{eff} und α_{int} die zumutbaren (obere Kurvenschar) sowie die verhältnismässigen (untere Kurvenschar) Investitionskosten bezogen auf eine Einheit der Personenbelegung und die Restnutzungsdauer von 40 Jahren dargestellt.

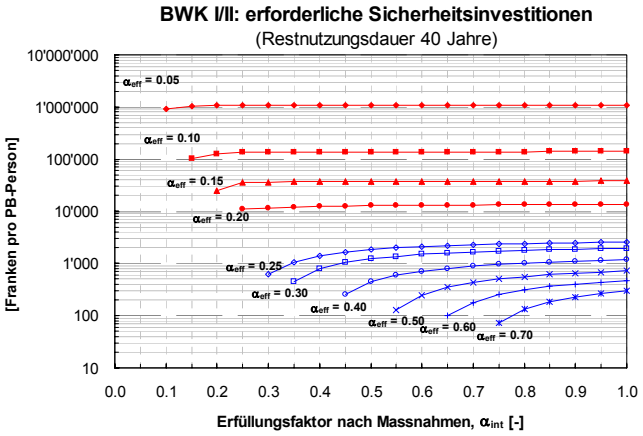


Abb. 7: Erforderliche Sicherheitsinvestitionen BWK I und II

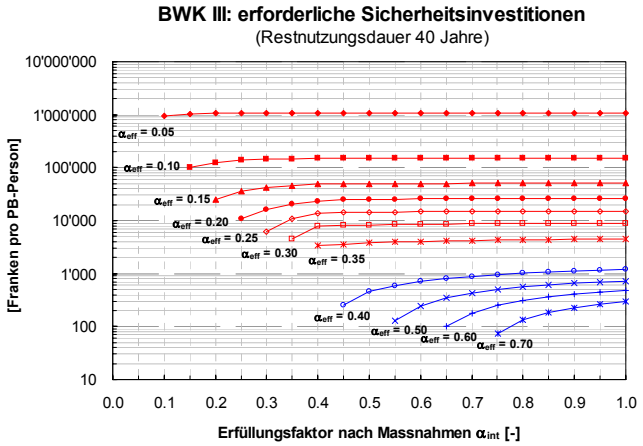


Abb. 8: Erforderliche Sicherheitsinvestitionen BWK III

6.3 Diskussion

Fall 1: $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$

In diesem Fall ist damit zu rechnen, dass die Erdbebensicherung eines Akutspitals bis hin zu α_{min} in den meisten Fällen zumutbar sein dürfte. Bei Schulen wird eine solche in vielen Fällen zumutbar sein, wenn der Erfüllungsfaktor relativ klein ist. Bei Wohnbauten werden Massnahmen in der Regel erst dann zumutbar sein, wenn der Erfüllungsfaktor sehr klein ist.

Fall 2: $\alpha_{min} \leq \alpha_{eff} < \alpha_{adm}$

Verhältnismässige Massnahmen lassen sich nur finden, wenn die durchschnittliche Personenbelegung sehr gross ist, wie zum Beispiel beim Spital und wenn die Massnahmenkosten klein sind.

Fall 3: $\alpha_{eff} \geq \alpha_{adm}$
Der Fall 2 lässt erkennen, dass es sehr unwahrscheinlich ist, verhältnismässige Massnahmen zu finden wenn $\alpha_{eff} \geq \alpha_{adm}$. Im Fall des Wohnhauses stünden hier Fr. 1'200, bei der Schule Fr. 12'000.- und beim Spital Fr. 50'000.- zur Verfügung.

Die Fallbeispiele basieren auf einer einheitlichen Restnutzungsdauer von 40 Jahren. Eine Verlängerung der Nutzungsdauer bringt zumutbare sowie verhältnismässige Kosten die im Maximum um den Faktor 3,7%/ 2% erhöht würden. Demgegenüber würden bei einer Restnutzungsdauer von 5 Jahren die verhältnismässigen und zumutbaren Kosten empfindlich um den Faktor 21,2%/3.7% verringert.

Die Fallbeispiele zeigen, dass sowohl im Bereich der zumutbaren, als auch im Bereich der verhältnismässigen Massnahmen, das Ausgangsrisiko entscheidend ist und weniger das Risiko nach der gedachten Umsetzung einer Massnahme. Ein hohes Ausgangsrisiko zu halbieren ist effizienter, als ein geringes Ausgangsrisiko um einen Faktor 10 zu verkleinern. Es lohnt sich daher, in der Ermittlung des Erfüllungsfaktors einen gewissen Aufwand zu treiben und die modernen Verfahren des Erdbebeningenieurwesens wie sie zum Teil im Merkblatt zur Verfügung gestellt werden, anzuwenden. Der Auftraggeber einer Überprüfung der Erdbebensicherheit eines bestehenden Bauwerks sollte sich dieser Tatsache bewusst sein.

In den Fallbeispielen kommt der Einfluss der Bedeutungsfaktoren nicht zum Vorschein. De facto haben diese jedoch ein grosses Gewicht. Der Erfüllungsfaktor eines Gebäudes der Bauwerksklasse II wäre um 20% grösser, als jener der beim gleichen Gebäude ermittelt würde, wenn dieses Gebäude der Bauwerksklasse I zugeordnet wäre. Bei der Bauwerksklasse III liegt die Differenz bei 40%. Dies hat für diese Gebäude zur Folge, dass auf der einen Seite geringere Individualrisiken akzeptiert werden und auf der anderen Seite die Schwellen der Zumutbarkeit und der Verhältnismässigkeit nach oben verschoben werden. Beide Aspekte haben indes ihre Berechtigung, weil

– mit dem Individualrisiko die Tragsicherheit und damit in weiterer Folge auch die Gebrauchstauglichkeit verknüpft ist und somit Funktionen geschützt werden
– das Schutzgut, zum Beispiel im Fall einer Schule die Schüler, höher gewichtet wird.

7 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Mit Hilfe des Merkblatts sollen auf der Basis der Verhältnismässigkeit und der Zumutbarkeit die verfügbaren Mittel effizient in die Verbesserung der Erdbebensicherheit der Schweizer Gebäude investiert werden. Es wird als zulässig erachtet, dass bestehende Bauten den Normen für Neubauten nicht entsprechen und das im allgemeinen die Anforderungen an bestehende Bauten weit geringer sein dürfen, als bei Neubauten. Eine Ausnahme bilden die Gebäude der Bauwerksklasse III. An diese Gebäude werden höhere Anforderungen gestellt.

Die Ergebnisse und Erkenntnisse aus der Anwendung des Merkblatts in der Praxis werden gesammelt und in einer allfälligen Revision berücksichtigt.

8 LITERATUR

CIB (2001), Risk assessment and risk communication in civil engineering, CIB Report: Publication 259/2001.

EMS (1998), European Macroseismic Scale, Conseil de l'Europe, Editor G. Grünthal (Geoforschungszentrum Potsdam), Luxembourg.

Faber, M.H. & Rackwitz, R. (2004), Sustainable Decision Making in Civil Engineering, Structural Engineering Interna-tional, Vol. 14, No 3: 237-242.

FEMA 256 (1994), Seismic Rehabilitation of Federal Buildings: A Benefit/Cost Model, Volume 2 Supporting Documentation.

Kaplan St. and Garrick J (1981), On the quantitative definition of risk, Journal of the Society for Risk Analysis, Vol. 1, No. 1, Plenum Press, New York/London.

Kölz, E. (2000), Prioritäten in der Erdbebensicherung bestehender Bauwerke, Dokumentation SIA D0162, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Lang, K. (2002), Seismic vulnerability of existing buildings, Dissertation ETH No. 14446, Zürich.

Paté-Cornell, M.E. (1985), Costs and benefits of seismic upgrading of some buildings in the Boston area, Earthquake Spectra, 1:4, 721-40.

Pellissier, V., Badoux, M. (2003), Vulnerabilité et risque sismique de la ville d'aigle, 2 éme partie: inventaire sismique et vulnerabilité du bâti traditionnel, Institut des structures, Laboratoire de const-ruction en béton, EPF Lausanne.

Schneider, J. (2000), Safety - A matter of Risk, Cost and Consensus, Structural Engineering International SEI, Vol. 10, Nr. 4, November 2000, 266-269.

Rackwitz, R. (2003), Discounting for optimal and acceptable technical facilities involving risks, TU München.

Schneider, J. (1996), Sicherheit im Bauwesen, Verlag der Fachvereine vdf, 2. Auflage, Zürich.

Seiler, Hj. (2000), Risikobasiertes Recht: Wieviel Sicherheit wollen wir? Abschlussbericht, Schweizerischer Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung.

Stiefel, U. und Schneider, J. (1985), Was kostet Sicherheit?, Schweizer Ingenieur und Architekt, 47.

Vogel, T. (2005), Einführung, Grundsätze und Massnahmenempfehlung, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Dokumentation SIA D 0211, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Erdbebenvorsorge des Bundes 2005 - 2008

Olivier Lateltin
Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge,
Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Biel

ZUSAMMENFASSUNG

Am 12. Januar 2005 hat der Bundsrat eine Bilanz über die Erdbebenvorsorge des Bundes - insbesondere das Massnahmenprogramm 2001-2004 - gezogen und das weitere Vorgehen bis ins Jahr 2008 festgelegt. Mit seinem Beschluss hat der Bundesrat seine Absicht bekräftigt, die bisher eingeleiteten Massnahmen für erdbebengerechtes Bauen ungeschmälert weiter zu führen.

1 DER BUND HAT DIE INITIATIVE ERGRIFFEN

Im weltweiten Vergleich gilt die seismische Gefahr in der Schweiz zwar nur als mittel; auf Grund der hohen Konzentration von Sachwerten, könnte ein Beben hierzulande aber immense Schäden verursachen. Weil auch bei den Bauten und Anlagen des Bundes grosse Lücken bei der Vorbeugung bestehen, hat der Bundesrat Ende 2000 ein erstes Massnahmenprogramm zur Erdbebenvorsorge beim Bund für den Zeitraum 2001-2004 beschlossen und dafür eine Koordinationsstelle beim Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) geschaffen. Das auch heute noch gültige Hauptziel bestand darin, Menschen und Sachwerte mit präventiven Mitteln vor den zerstörerischen Auswirkungen von Erdbeben zu schützen.

Als Sofortmassnahme wurden in den vergangenen vier Jahren 322 bestehende Bundesbauten und 450 Brücken in den besonders gefährdeten Gebieten inventarisiert und auf ihre Erdbebensicherheit überprüft. Bei 41 zusätzlich geprüften Sanierungsprojekten mussten in 14 Fällen konkrete Schutzmassnahmen veranlasst werden. Beispielweise wurde das 1857 erstellte Bernerhofgebäude (siehe Abb. 1 Finanzdepartement, Bern) 2004 im Rahmen einer Gesamtsanierung verstärkt. Die Zusatzkosten für die Erdbebensicherung betrugen CHF 200'000.- (Sanierungsbudget: CHF 45 Mio. Franken).



Abb. 1: Verstärkung des Bernerhofs in Bern

Die weichen Decken des Bernerhofs aus Holz (siehe Abb. 2) wurden mehrheitlich durch steife Betondecken ersetzt. Zudem wurden neue Innenwände aus Stahlbeton erstellt.



Abb. 2: Detail der Verstärkung des Bernerhofs

Als weitere Sofortmassnahme müssen seit 2001 alle neuen, vom Bund finanzierten oder subventionierten Bauwerke strikte die geltenden SIA-Erdbebennormen einhalten. Bei Neubauten ist erdbebentaugliches Bauen relativ einfach und nicht wesentlich aufwändiger. Halten sich Bauherr, Architekt und Bauingenieur schon in der Planungsphase an die Norm SIA 261, belaufen sich die Mehrkosten in der Regel auf weniger als 1% der Rohbaukosten.

Konkrete Schritte wurden auch bei der Grundlagenarbeit eingeleitet. So hat die Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge beim Bundesamt für Wasser und Geologie mehrere praxisorientierte Umsetzungshilfen für die Unterstützung von Bauherren, Ingenieuren und Architekten veröffentlicht. Bei der in der Schweiz bestehenden Erdbebengefährdung kann die Sicherung neuer Gebäude ohne wesentliche Mehrkosten erreicht werden. Dies bedingt aber bereits im frühesten Entwurfstadium eines Neubaus eine enge Zusammenarbeit zwischen Architekt und Ingenieur. Welche Punkte dabei beachtet werden müssen, zeigen die BWG-Richtlinien „Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden“ (2002) von Prof. Hugo Bachmann. Neben der regionalen Gefährdungslage hat die geologische Beschaffenheit des Untergrundes einen wesentlichen Einfluss auf die lokale Erschütterungsfähigkeit. Im Dezember 2004 wurden die BWG-Richtlinien „Verfahren zur Erstellung und zur Verwendung von Mikrozonierungsstudien in der Schweiz“ publiziert. Ähnlich wie die Gefahrenkarten zum Schutz vor Naturgefahren sollen diese Erkenntnisse möglichst rasch in die kantonale Planung und Baubewilligungsverfahren einfliessen.

Im Dezember 2004 publizierte das Bundesamt für Bevölkerungsschutz zudem den „Expertenbericht Erdbeben und Kulturgüter“ und ein „Einsatzkonzept für den Fall eines Erdbebens in der Schweiz“. Eine Zwischenbilanz über die Erdbebenvorsorge des Bundes für den Zeitraum 2001-2004 steht unter www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/pdf/edbbvb.pdf zur Verfügung.

2 RECHTSGRUNDLAGE UNVERÄNDERT

Keine Änderung gab es im Zeitraum 2001–2004 bei den Massnahmen „Verbesserung der Rechtsgrundlagen“ und „Möglichkeiten der Finanzierung von Grossschäden aus Erdbeben“: Nach dreijährigen Vorarbeiten lehnte die zuständige Nationalratskommission am 18. November 2003 die von ihr selbst ausgearbeitete parlamentarische Initiative für einen Verfassungsartikel über den Schutz vor Naturgefahren ab. Im Lichte der jüngsten Ereignisse in Südasien hat der Bundesrat auch darüber diskutiert, die Kompetenz zur Erdbebenvorsorge mit einem Verfassungsartikel dem Bund zu übertragen. Er kam jedoch zum Schluss, dass die bisherige Aufgabenverteilung vorläufig beibehalten werden soll. Heute ist der Bund bei der Erdbebenvorsorge nur für seine eigenen Bauten und Anlagen zuständig. Bei allen andern Bauwerken liegt es an den Kantonen und Gemeinden, die bestehenden Normen und Richtlinien umzusetzen. Bereits sind rund ein Dutzend Kantone aktiv im Bereich ihrer öffentlichen Gebäude. Am 12. Januar 2005 hat der Bundesrat zur Kenntnis genommen, dass der Vorsteher des UVEK die Frage der Erdbebenprävention in der Schweiz zusammen mit den kantonalen Baudirektorinnen und Baudirektoren besprechen und geeignete Massnahmen prüfen wird.

3 MASSNAHMENPROGRAMM 2005-2008

Mit der Genehmigung des Berichts 2001-2004 hat der Bundesrat die weiteren Massnahmen für den Zeitraum 2005-2008 (Budget: CHF 6,1 Mio. Franken/Jahr) beschlossen (siehe Abb. 3). Zuerst geht es um die Fortsetzung und Umsetzung bereits eingeleiteter Aktivitäten. Im Vordergrund stehen hier die Einhaltung der Normen, die Weiterführung des Inventars sowie die Erdbebensicherung bestehender Bauwerke im Rahmen von Sanierungen.

1) Erstellen eines Instrumentariums für die Kontrolle der Erdbeben-Normenanwendung.

2) Fortsetzung des Inventars der Erdbebensicherheit bundeseigener Bauwerke.

3) Überprüfung der Erdbebensicherheit bestehender Bundesbauten bei Sanierungen.

4) Ertüchtigung bestehender Bauwerke innerhalb der nächsten 20 Jahre gemäss Bundesinventar 2001-2004.

5) Kulturgüter: Umsetzung des Vorgehensplans des VBS betreffend Erdbebensicherheit.

6) Erdbeben-Einsatzkonzept: Umsetzung des Vorgehensplans des VBS auf Stufe Bund.

7) Instrumentarium zur Ermittlung der Erdbebensicherheit kritischer Infrastrukturen.

8) Wartung des nationalen Erdbebenüberwachungsnetzes; Realisierung neuer Erdbebengefährdungsabschätzung.

Abb. 3: Massnahmenprogramm 2005-2008

4 ZUSAMMENHANG MIT MERKBLATT SIA 2018

Die neuen Normen SIA 260 bis 267 (2003) betreffen lediglich die Erdbebensicherheit von Neubauten und das BWG wird beauftragt, zuhanden der Baufachorgane des Bundes ein Instrumentarium für die Kontrolle der Erdbeben-Normenanwendung zur Verfügung zu stellen (Massnahme 1 des Bundesprogramms 2005-2008). Für Neubauten des Bundes, bei denen die Mehrkosten für die Erdbebensicherung gering sind (0.5 bis 1% der Kosten für den Rohbau; Holinger 2005), erfordert die Projektierung der Erdbebensicherungsmassnahmen bei der Planung, Bemessung und Realisierung eines Bauprojekts eine enge Zusammenarbeit der Ingenieure und Architekten.

Auf Anregung und in Abstimmung mit dem BWG publizierte der Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein (SIA) im November 2004 das Merkblatt 2018 „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben“, das den Wert der akzeptierbaren Erdbebensicherheit für bestehende Bauten unter Berücksichtigung deren Restnutzungsdauer definiert. Diese Publikation enthält ausserdem eine Berechnung der Verhältnismässigkeit von Erdbebenertüchtigungskosten als Funktion der Rettungskosten für Menschenleben (10 Millionen Franken pro gerettetes Menschenleben). Bestehende Bauten des Bundes (Massnahmen 2, 3 und 4 des neuen Bundesprogramms), bei denen die Kosten für die Erdbebensicherung je nach Bauobjekt und Erdbebenzone 2% bis 10% (maximal 20%) des Verkehrswerts betragen, erfordern ein Verfahren nach Prioritäten und eine Verteilung der Erdbebensicherungsmassnahmen über mehrere Jahrzehnte.

Für die Inventarisierung und Überprüfung bestehender Bundesbauten der Bauwerklassen II und III, die in der neuen Erdbeben-Gefährdungszone 1 (SIA 261) liegen (Massnahme 2), hat das BWG basierend auf den von einigen Kantonen durchgeführten Arbeiten ein Verfahren in drei Stufen erarbeitet. Die *erste Stufe* erfordert einen Zeitaufwand von 2 bis 4 Stunden pro Bauobjekt und ermöglicht eine schnelle Erfassung der Bauwerke aufgrund von Kennzahlen der Einsturzwahrscheinlichkeit und des Erdbebenrisikos. Die *zweite Stufe* umfasst eine Analyse des Bauobjekts anhand einer Fragenliste sowie einfachen Berechnungen und liefert letztlich einen Erfüllungsfaktor α_{eff} gemäss Merkblatt SIA 2018. Für die Beurteilung des vorhandenen Erdbebenwiderstandes wird der ermittelte Erfüllungsfaktor α_{eff} mit den Reduktionsfaktoren α_{adm} und α_{min} gemäss dem Prinzip des Merkblatts SIA 2018 verglichen. Die *dritte Stufe* besteht schliesslich aus der definitiven Sicherheitsbewertung und dem Erdbebenertüchtigungskonzept mit einer Kostenabschätzung. Die Erweiterung des Inventars auf Bundesbauten wird ca. 500 zusätzliche Bauwerke für den Zeitraum 2005-2008 enthalten und die finanziellen Mittel (1,3 Mio. Franken) sind in den Finanzplänen der Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge beim BWG eingestellt.

Bei der Sanierung von Bundesbauten sind bei wesentlichen Mängeln unter Berücksichtigung der Verhältnismässigkeit der Kosten Schutzmassnahmen durchzuführen (Massnahme 3). Das BWG wird beauftragt, eine Arbeitshilfe betreffend Erdbebenertüchtigung bestehender Bauten zu entwickeln und die Baufachorgane des Bundes bei der Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben (Merkblatt SIA 2018) methodisch zu unterstützen. Das BWG wird zusammen mit den zuständigen Stellen Kriterien erarbeiten, die definieren, ab welchen Schwellenwerten Umbau- oder Sanierungsprojekte zwingend hinsichtlich ihrer Erdbebensicherheit kontrolliert werden müssen. Das BWG wird seine Fachkenntnis zur Unterstützung der Umsetzung des Merkblattes SIA 2018 zur Verfügung stellen, insbesondere betreffend der Sicherheitskriterien bestehender Bauten und der Verhältnismässigkeit der Kosten für die Ertüchtigungsmassnahmen. Die Umbau- oder Sanierungsprojekte, die erhebliche Mängel in der Erdbebensicherheit aufweisen, sollen unter Berücksichtigung der Verhältnismässigkeiten der Kosten ertüchtigt werden. Die finanziellen Mittel für die geplanten Massnahmen (ca. 2 Mio. Franken pro Jahr) werden in den Finanzplänen der zuständigen Stellen eingestellt.

Bei Bundesgebäuden (Bauwerkklasse II und III) mit ungenügender Erdbebensicherheit in der SIA-Gefährdungszone 2 und 3 gemäss Bundesinventar 2001-2004 werden Schutzmassnahmen unter Berücksichtigung der Verhältnismässigkeit der Kosten (Siehe Merkblatt SIA 2018) innerhalb von 20 Jahren durchgeführt (Massnahme 4). In Zusammenarbeit mit den zuständigen Bundesämtern wird das BWG die Ertüchtigungsprojekte für diese 50 Gebäude vorbereiten. Die finanziellen Mittel, die auf ca. 30 Millionen Franken geschätzt wurden, werden in den Finanzplänen der zuständigen Stellen eingestellt.

Für die anderen Bundesmassnahmen (Einsatzkonzept Erdbeben, Kulturgüter und Erdbebensicherheit, Erdbebenvorsorge und Lifelines sowie Erdbebenüberwachung) ist das Merkblatt SIA 2018 nicht besonders relevant.

5 ERST EIN TROPFEN WASSER AUF EINEN HEISSEN STEIN

Gemäss Bundesratbeschluss von 11. Dezember 2001 müssen alle bundeseigenen und subventionierten

Umbauprojekte bezüglich ihrer Erdbebensicherheit überprüft werden. Bei wesentlichen Mängeln müssen die Bauwerke unter Berücksichtigung der Verhältnismässigkeit der Kosten verstärkt werden. Ab November 2004 steht mit dem neuen Merkblatt SIA 2018 „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben“ eine sehr wichtige Grundlage für die Überprüfung und den Entschied über Massnahmen zur Verfügung.

Zwischen 2001 und 2004 wurden mindestens 41 Bundesprojekte kontrolliert (ca. 5% aller Projekte mit Eingriff auf bestehende Bundesbauten) und gestützt darauf 14 Ertüchtigungsprojekte initiiert. Das BWG hat auch zusammen mit dem Bundesamt für Bau und Logistik (BBL), der Oberzolldirektion (OZD) und armasuisse 322 wichtige Gebäude in den SIA-Gefährdungszonen 2 und 3 kontrolliert. Es ist geplant, 50 von diesen Objekten innerhalb der nächsten 20 Jahre zu ertüchtigen. Weitere 1’500 wichtige Bundesgebäude in der SIA-Gefährdungszone 1 müssen noch innerhalb den nächsten 10 Jahren untersucht werden. Es ist denkbar, dass bis Ende 2014 zehn Prozent der Bundeshochbauten (ca. 15'000 Objekte) gemäss ihrer Erdbebensicherheit geprüft werden.

Etwa 1'500 kantonale und kommunale Gebäude in 12 Kantonen von insgesamt 100'000 öffentlichen Hochbauten, wurden auf ihre Erdbebensicherheit untersucht. Wie viele als Konsequenz verstärkt werden müssen, ist zurzeit nicht bekannt.

Die bestehenden öffentlichen Hochbauten (Bund, Kantone und Gemeinden) repräsentieren nur 3 bis 5% der Bausubstanz in der Schweiz und etwa 1'800 öffentliche Hochbauten wurden bis heute auf ihre Erdbebensicherheit geprüft. Das entspricht nur 3% der öffentlichen Gebäude und ca. 0,1% des gesamten Gebäudebestandes in der Schweiz. Für die Überprüfung der Erdbebensicherheit der meisten bestehenden Bauten (private Bauherren und Besitzer, usw.) bestehen in der Schweiz noch riesige Lücken.

6 WEITERES VORGEHEN

Zusammen mit anderen Departementen stellt das UVEK sicher, dass die Neubauten des Bundes die geltenden Normen zur Erdbebensicherheit erfüllen und dass Infrastrukturanlagen wie Staumauern oder KKW den Anforderungen an die Erdbebensicherheit entsprechen. Doch damit ist nur ein sehr kleiner Teil der Bauten in der Schweiz erfasst.

Was die Erdbebensicherheit bestehender Bauten betrifft, so fasst eine im Januar 2005 gemachte Aussage des UVEK-Vorstehers, Herrn Bundesrat Moritz Leuenberger, die Situation treffend zusammen:

„Für den Schutz der meisten bestehenden Gebäude und damit der Bevölkerung an ihren Wohn- und Arbeitsorten sind die Kantone zuständig. Wie Häuser erdbebensicher gebaut werden können, ist bekannt. Es gibt auch klare Normen des SIA, doch werden diese oft aus Spargründen nicht eingehalten. Eine kürzlich veröffentlichte Zwischenbilanz der Erdbebenvorsorge in der Schweiz ergab: Einige Kantone nehmen diese Aufgabe ernster als andere. Wir sind uns aber gewiss einig, dass alle Menschen in diesem Land denselben Anspruch auf Sicherheit haben. Zusammen mit den Baudirektoren der Kantone werde ich deshalb im kommenden April 2005 an einer Konferenz nach Mittel und Wegen suchen, wie der Schutz vor Erdbeben in der ganzen Schweiz organisiert werden kann“.

7 LITERATUR

Bachmann, H. (2002), Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden, *BWG-Richtlinien,* 1-81, Vertrieb BBL Publikationen, 3003 Bern (Bestellnummer 804.802d).

Holinger AG (2005), Kostenauswirkungen bei normengemässer, erdbebengerechter Realisierung von Neubauten in der Schweiz, *interner Bericht der Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge, BWG,* 1-15.

KGS (2004), Experten Bericht : Erdbeben und Kulturgüter, *Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Fachbereich Kulturgüterschutz (BABS/KGS),* 1-47.

KSEV (2005), Erdbebenvorsorge – Massnahmen des Bundes, Detailbericht, *Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge, Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG/KSEV),* 1-24.

Lateltin, O., Duvernay, B., Fäh, D., Giardini, D., Haemmig, Ch., Lacave, C., Tissières, P. & Widmer, Fl. (2004), Verfahren zur Erstellung und Verwendung von Mikrozonierungsstudien in der Schweiz, *BWG-Richtlinien,* 1-68, Vertrieb BBL Publikationen, 3003 Bern (Bestellnummer 804.806d).

NAZ (2004), Einsatzkonzept für den Fall eines Erdbebens in der Schweiz, *Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Nationale Alarmzentrale (BABS/NAZ),* 1-82 mit 10 Anhänge.