

ERDBEBENINGENIEURWESE UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.org

O G E

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

S G E B

Schweizer Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Inhalt**Aufsätze**

- S 2 **Erdbebenvorsorge in der Schweiz**
T. Wenk, K. Beyer, B. Duvernay
- S 7 **Einfluss geometrisch
nichtlinearer Effekte auf das
dynamische Bauwerksverhalten –
Beispiele aus der Baupraxis**
A. Fäcke, F.-H. Schlüter
- S 15 **Pushover-Analyse unter
Berücksichtigung des Baugrunds**
S. Commend
- S 18 **Tagungen**

EDITORIAL

In diesem Jahr findet am 20. und 21. August die 14. D-A-CH-Tagung mit dem Titel „Erdbeben und bestehende Bauten“ an der ETH Zürich statt. Aus den eingesendeten Beiträgen konnte ein interessantes Tagungsprogramm mit den Schwerpunkten Erdbebenrisiko, Erdbebengefährdung und Geotechnik, Infrastrukturbauten, Mauerwerk, Gebäude sowie Tanks, Rohrleitungen und Spezialbauwerke ausgearbeitet werden. Die Zusammenstellung der Tagungsbeiträge findet sich in diesem Mitteilungsblatt. Alle weiteren Informationen rund um die Tagung sind im Internet unter www.sgeb.ch/veranstaltungen/dach_15/dach.html bereitgestellt. Im Rahmen der Tagung wird auch die Mitgliederversammlung der DGEB mit der Vergabe der Förderpreise an junge Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler stattfinden. Wir würden uns sehr freuen, Sie auf der Tagung begrüßen zu dürfen. Weiterhin möchten wir Sie darüber informieren, dass die DGEB das Schriftenreihenheft Nr. 16 mit den Schriftfassungen der Beiträge des am 27. Mai 2014 in Frankfurt durchgeführten SHARE-Workshops veröffentlicht hat. Das Heft kann über die Internetseite der DGEB bestellt werden.

In diesem Mitteilungsblatt findet sich ein Beitrag zur Erdbebenvorsorge in der Schweiz, der Prof. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann zu seinem bevorstehenden 80. Geburtstag gewidmet ist. Damit werden seine besonderen Verdienste im Erdbebeningenieurwesen durch die SGEB gewürdigt. Wir möchten weiterhin die Gelegenheit nutzen, Sie auf die im November dieses Jahres in Luxemburg stattfindende Tagung mit dem Thema „Earthquake and Induced Multi-Risk Early Warning and Rapid Response“ aufmerksam zu machen. Die Tagung wird von der EAEE unterstützt und weitergehende Informationen finden sich im Internet unter www.ecgs.lu/eewrr2015. Abschließend möchten wir Sie wie immer einladen sich auf den Internetseiten unserer Gesellschaften

www.dgeb.org
www.oge.or.at
www.sgeb.ch

über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen. Bitte senden Sie uns interessante Themenvorschläge für Beiträge in den nächsten D-A-CH-Mitteilungsblättern an eine der drei Gesellschaften zu.

Christoph Butenweg
Rudolf Heuer
Thomas Wenk

S 1



Christoph Butenweg
(Vorsitzender DGEB)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGEB)

Erdbebenvorsorge in der Schweiz

T. Wenk, K. Beyer, B. Duvernay

Prof. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann zum 80. Geburtstag gewidmet

1 Einleitung

Wie kein anderer hat sich Prof. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann während der letzten 30 Jahre tatkräftig und unermüdlich für die Erdbebenvorsorge in der Schweiz eingesetzt (**Bild 1**). Sein baldiger 80. Geburtstag am 27. September 2015 soll Anlass sein, die Fortschritte der Erdbebenvorsorge in den letzten Jahren kurz darzustellen. Rückblickend lässt sich feststellen, dass die SGEB-Publikation „Handlungsbedarf“ [1] aus dem Jahre 1998 das Schlüsseldokument und der Wendepunkt in der Erdbebenvorsorge in der Schweiz geworden ist. Während vorher die Erdbebensicherung von Neubauten oft vernachlässigt wurde und die Überprüfung der Erdbebensicherheit bestehender Bauten kein Thema war, sind danach klare Fortschritte zu erkennen. Der „Handlungsbedarf“ wurde auf Anregung und unter Federführung von Prof. Bachmann vom erweiterten Vorstand der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) erarbeitet. Darin wurden die früheren Defizite der Erdbebenvorsorge systematisch und umfassend dargestellt.

2 Koordinationsstelle des Bundes

Ein erster wichtiger Erfolg des „Handlungsbedarfs“ war der Entscheid des Bundesrats vom 11. Dezember 2000, ein Maßnahmenprogramm zur Erdbebenvorsorge zu lancieren und die Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge zu schaffen [2]. Die Koordinationsstelle hat seither zahlreiche Publikationen als unentbehrliche Hilfsmittel für die Praxis herausgegeben. Ferner unterstützt sie die Erstellung der Karten der Baugrundklassen gemäß Norm SIA 261, die zusammen mit spektralen Mikrozonierungskarten auf dem geologischen Datenviewer <http://map.bafu.admin.ch> zur Verfügung stehen [3].

Dr. sc. techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h
8055 Zürich, Schweiz

Prof. Dr. Katrin Beyer

Earthquake Engineering and Structural Dynamics
Laboratory (EESD), ENAC, Ecole Polytechnique
Fédérale de Lausanne (EPFL),
1015 Lausanne, Schweiz

Blaise Duvernay

Leiter Fachbereich Erdbebenvorsorge
Bundesamt für Umwelt
3003 Bern, Schweiz



Bild 1. Prof. Dr. Dr. h.c. Hugo Bachmann an der Universität Fribourg im Januar 2015 (links, Foto: M. Deuring) und an der SGEB-Vorstandssitzung neben Katrin Beyer, Donat Fäh und Blaise Duvernay im November 2012 (rechts).

3 Unterricht und Forschung

An den beiden ETH's in Lausanne und Zürich führen größere, international renommierte Forschungsgruppen in Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik die von Prof. Bachmann vor 40 Jahren in der Schweiz initiierte Forschungsrichtung erfolgreich weiter (**Bild 2**). Ein wichtiger Meilenstein war die Veröffentlichung des weltweit ersten Lehrbuchs zur Methode der Kapazitätsbemessung im Jahre 1990 [4]. Der traditionell praxisnahe Unterricht in diesen Disziplinen findet weiterhin großen Anklang bei den Studierenden in Bauingenieurwissenschaften und neuerdings auch bei denjenigen in Architektur. An den beiden Fachhochschulen in Fribourg und Luzern werden jährliche Weiterbildungskurse in Erdbebeningenieurwesen angeboten, die mit dem Certificate of Advanced Studies (CAS) abgeschlossen werden können.

4 Tragwerksnormen

4.1 Normen für Neubauten

Die Einführung der neuen Tragwerksnormen SIA 260 bis SIA 267 im Jahre 2003 markiert einen weiteren Wendepunkt in der Erdbebenvorsorge. Durch die sehr starke Erhöhung der Erdbebeneinwirkung gegenüber früheren Normengenerationen erhielt das Erdbeben einen bedeutenden Stellenwert in der Praxis. Auch in der niedrigsten Zone Z1 wurde nun die Bemessungssituation Erdbeben oft maßgebend. Bei Neubauten bleiben jedoch die Mehrkosten der Erdbebensicherung in der Regel vernachlässigbar, falls die Grundsätze des erdbebengerechten Entwurfs bereits von der frühen Entwurfsphase an berücksichtigt werden [5]. In der kürzlich abgeschlossenen Teilrevision dieser Normen erfolgten kleinere Anpassungen der Erdbebenkapitel an die heutige Fassung des Eurocodes 8.

4.2 Normen für bestehende Bauten

Die Ertüchtigung von bestehenden Bauten auf das im Jahre 2003 stark erhöhte Anforderungsniveau für Neubauten kann zu erheblichen Kosten führen. Das Merkblatt SIA 2018 [6] erlaubt als erste Erdbebenorm, bei bestehenden Ge-

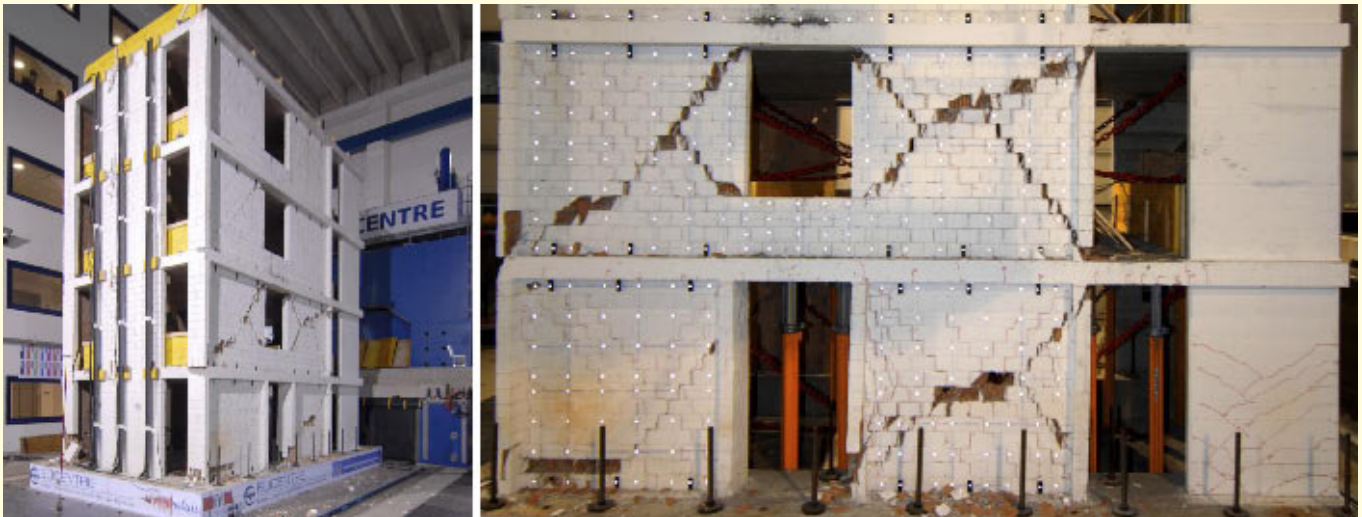


Bild 2. Rütteltischversuch an einem viergeschossigen Gebäude im Maßstab 1:2 mit Mauerwerks- und Stahlbetontragwänden (links), Detail der unteren zwei Geschosse, die in Längsrichtung angeregt wurden (rechts) [9].



Bild 3. Baustellen von Wohnungsbauten mit Mauerwerks- und Stahlbetontragwänden in Erdbebenzone Z1 (links), in Erdbebenzone Z2 (Mitte) und in Erdbebenzone Z3a (rechts).

bäuden ein niedrigeres Sicherheitsniveau zu akzeptieren, solange gewisse Minimalanforderung bezüglich der individuellen und kollektiven Personenrisiken erfüllt sind. Zur Zeit wird das Merkblatt SIA 2018 überarbeitet. Es soll demnächst in die Erhaltungsnorm SIA 269/8 im Rahmen der Normenreihe SIA 269 „Erhaltung von Tragwerken“ überführt werden [7].

4.3 Verbindlichkeit der Normen

Bei der rechtlichen Verbindlichkeit der Erdbebenbestimmungen in den SIA-Tragwerksnormen sind schrittweise Fortschritte erzielt worden. Neben dem Bund führen nun mehrere Kantone die entsprechenden Normen inkl. Merk-

blatt SIA 2018 namentlich im Baurecht als verbindlich auf, seit kurzem auch der Kanton Zürich [8]. Abgesehen davon sind diese Bestimmungen bereits aufgrund der Generalklauseln zur Einhaltung der anerkannten Regeln der Baukunde verbindlich. Ein Nachholbedarf besteht weiterhin bei einigen Kantonen bezüglich verstärkter Kontrollen im Baubewilligungsverfahren, da sich das Prinzip der Eigenverantwortung als ungenügend erwiesen hat.

5 Gebäude

5.1 Neubauten

Ein Blick auf heutige Baustellen im Wohnungsbau zeigt, dass wesentliche Fortschritte erzielt worden sind (Bild 5).

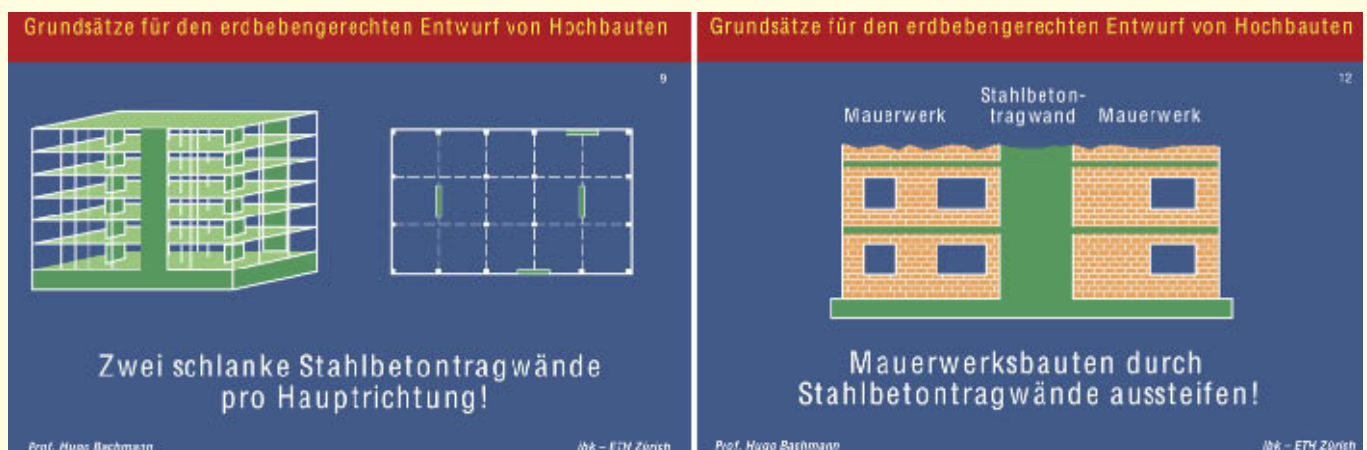


Bild 4. Zwei wichtige Grundsätze des erdbebengerechten Entwurfs von Gebäuden aus [5].



Bild 5. Erdbebenertüchtigung eines Wohngebäudes in Birsfelden bei Basel durch Stahlbetonfachwerke im Erdgeschoss (links) und eines Schulgebäudes in Monthey im Wallis durch räumliche Stahlfachwerke (rechts).

Oft ist bei Mauerwerksgebäuden zu sehen, dass Prof. Bachmann's Grundsätze des erdbebengerechten Entwurfs beachtet werden [5], insbesondere seine beiden Grundsätze: „Zwei schlanke Stahlbetontragwände pro Hauptrichtung!“ (Bild 4, links) und „Mauerwerksbauten durch Stahlbetontragwände aussteifen!“ (Bild 4, rechts). Bemessungsregeln für solche Verbundkonstruktionen aus Mauerwerk und Stahlbeton sind in Vorbereitung [9].

Das Aussteifungssystem heutiger Geschäftshäuser folgt in der Regel dem Grundsatz „Zwei schlanke Stahlbetontragwände pro Hauptrichtung!“, wobei die Stahlbetontragwände durchgehend über alle Geschosse laufen. Die früher anzutreffenden horizontal weichen Erdgeschosse sind verschwunden.

5.2 Bestehende Gebäude

Bei den bestehenden Gebäuden verläuft der Fortschritt langsamer, da die Überprüfung der Erdbebensicherheit anspruchsvoll und aufwendig ist. Im „Handlungsbedarf“ [1] wurde bereits erkannt, dass dieser Aspekt für das Erdbebenrisiko in der Schweiz maßgebend ist: „95 % der bestehenden Gebäude in der Schweiz wurden nicht oder nur nach veralteten Regeln für Erdbeben bemessen. Sie haben eine nicht näher bekannte, oft aber ungenügende Erdbe-

bensicherheit.“ Effektiv hat sich gezeigt, dass unter Berücksichtigung der risikobasierten Kriterien des Merkblatts SIA 2018 sowie moderner Tragwerksmodellierungen und Berechnungsmethoden nur ein kleiner Teil der Gebäude ertüchtigt werden muss, wobei genaue Zahlen fehlen. Bild 5 zeigt zwei Beispiele ausgeführter Erdbebenertüchtigung von Gebäuden. Ein Wohngebäude in Birsfelden bei Basel wurde durch Stahlbetonfachwerke im Erdgeschoss verstärkt (Bild 5, links) und ein Schulgebäude in Monthey im Wallis durch räumliche Stahlfachwerke (Bild 5, rechts). Das Schulgebäude wurde mit dem Architektur- und Ingenieurpreis erdbebensicheres Bauen 2012 der Stiftung für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen ausgezeichnet [10].

5.3 Denkmalgeschützte Bauten

Bei denkmalgeschützten Bauten, insbesondere beim historischen Mauerwerk, besteht eine gewisse Zurückhaltung, die Erdbebenproblematik anzugehen. Es wird meist befürchtet, dass die Erdbebeningenieure die Absicht hegen, durch irreversible bauliche Eingriffe das Denkmal zu zerstören. Einzelne denkmalgeschützte Bauten sind erfolgreich ertüchtigt worden, so zum Beispiel das Landesmuseum in Zürich (Bild 6). Eine interdisziplinäre Arbeitsgruppe mit Vertretern der Denkmalpflege, der Architektur und



Bild 6. Erdbebenertüchtigung des Landesmuseums in Zürich: Ansicht an die Längsgiebelwand der Ruhmeshalle (links), Stahlrahmen auf der Innenseite der Längsgiebelwand zur Sicherung quer zur Wandebene (rechts).



Bild 7. Erdbebenertüchtigung der Zwillingsviadukte von Chillon (links), seismische Isolation mit Blei-Gummilagern auf einer niedrigen Doppelstütze (Mitte), Stahlbeton-Ummantelung einer höheren Doppelstütze (rechts).

des Erdbebeningenieurwesens erarbeitet zur Zeit unter Leitung der Koordinationsstelle des Bundes für Erdbebenvorsorge eine Wegleitung für die Praxis.

6 Brücken

In den Jahren 2005 und 2006 wurde die 1. Stufe eines zweistufigen Verfahrens zur Überprüfung der Erdbebensicherheit bei allen rund 4.000 Brücken des Nationalstraßennetzes durchgeführt [11]. Rund ein Fünftel davon musste anschließend die umfassendere 2. Stufe durchlaufen. Bei etwa einem Fünftel der Überprüfungen in der 2. Stufe haben sich Erdbebenertüchtigungsmaßnahmen als erforderlich gezeigt, die meistens im Rahmen der planmäßigen Unterhaltsabschnitte ausgeführt werden, um Synergien mit allgemeinen Erhaltungsmaßnahmen zu nutzen. Auch einige Kantone, darunter Luzern und Zürich, haben ihre Kantonsstraßenbrücken nach dem zweistufigen Verfahren des Bundesamts für Straßen überprüft. **Bild 7** zeigt als Beispiel für ausgeführte Erdbebenertüchtigungen den Viadukt von Chillon entlang des Genfersees, bei dem im Ist-Zustand die Erdbebensicherheit mehrerer Brückenabschnitte in Längsrichtung ungenügend war. Als Ertüchtigungsmaßnahme wurde das Verformungsvermögen in Brückenlängsrichtung bei den niedrigen Stützen durch seismische Isolation und bei den etwas höheren Stützen durch Stahlbeton-Ummantelung stark erhöht, während die hohen Stützen bereits im

Ist-Zustand ein genügendes Verformungsvermögen aufwiesen.

Bestehende Eisenbahnbrücken sind in der Regel weniger kritisch bezüglich Erdbeben als Strassenbrücken. Da sie für höhere Horizontalkräfte (Anfahr-, Brems-, Schlinger- und Zentrifugalkräfte) bemessen wurden, weisen sie gegenüber Strassenbrücken ein besseres Erdbebenverhalten auf. Zur Zeit wird das zweistufige Verfahren für Strassenbrücken für Eisenbahnbrücken weiterentwickelt und bei Probeanwendungen getestet.

7 Stauanlagen

Im 2003 verlangte das Bundesamt für Energie für alle 206 Stauanlagen, die der direkten Aufsicht des Bundes unterstehen, eine Überprüfung der Erdbebensicherheit bis 2015. Die meisten Stauanlagen können im Ist-Zustand als genügend erdbebensicher akzeptiert werden. Bisher erfolgte eine umfangreiche Ertüchtigung der 86 m hohen und 460 m langen Bogenstaumauer Les Toules im Wallis mit bis zu 12 m dicken massiven Beton-Stützkörpern auf beiden Talseiten (**Bild 8**). Die 25 m hohe und 350 m lange, kombinierte Bogen- und Schwergewichtstaumauer Illsee, ebenfalls im Wallis gelegen, wird zur Zeit ertüchtigt.

Ältere Flusskraftwerke weisen oft Mängel in der Erdbebensicherheit der Wehre auf vor allem quer zur Flussrichtung. Auf diese Problematik wurde bereits in [1] hingewiesen und



Bild 8. Erdbebenertüchtigung der Bogenstaumauer Les Toules im Wallis durch massiven Beton-Stützkörper auf der linken Talseiten (links) und mit den fertiggestellten Stützkörpern auf beiden Talseiten (rechts).

als Folge wurden in den letzten Jahren einige Flusskraftwerke ertüchtigt.

8 Erdbebenversicherung

In den letzten 15 Jahren sind mehrere parlamentarische Vorstösse für eine obligatorische Erdbebenversicherung eingereicht worden, ohne dass es bisher zu einer Lösung gekommen wäre. Im letzten Jahr hat die Basellandschaftliche Kantonalbank mit einem innovativen Versicherungsmodell einen Schritt in Richtung eines Beinahe-Versicherungspflichtigkeits gewagt. Gebäude bis zu einem Wert von 5 Mio. CHF, für welche die Basellandschaftliche Kantonalbank ein Hypothekendarlehen gewährt, werden ohne Zusatzprämie automatisch gegen Erdbebenschäden versichert [12]. Es ist zu erwarten, dass bald weitere Banken, insbesondere Kantonalbanken, ähnliche Versicherungsmodelle anbieten werden.

9 SGEB

Die Anzahl Mitglieder der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) hat in den letzten Jahren erfreulich zugenommen. Ausgehend von 270 SGEB-Mitgliedern im Jahre 2001 sind heute 470 Mitglieder erreicht worden (Bild 9). Zum Vergleich sei die gegenläufige Entwicklung der Anzahl Mitglieder der Berufsgruppe Ingenieurbau (BGI) des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) genannt, die in der gleichen Zeitspanne von 5800 auf 5400 zurückgegangen ist. Der Haupttätigkeitsbereich der SGEB war in den letzten Jahren die Durchführung von Weiterbildungskursen für die Praxis. Mehrere Weiterbildungskurse pro Jahr wurden meist zusammen mit Partner-Organisationen angeboten.

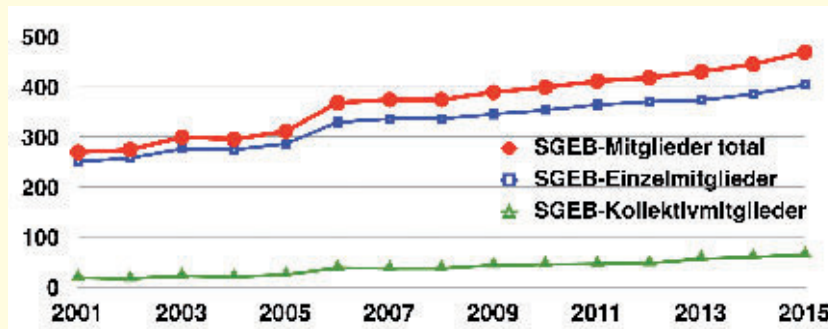


Bild 9. Entwicklung der Mitgliederzahlen der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) von 2001 bis 2015.

Hinzu kommen die jährlichen Fachtagungen anlässlich der SGEB-Generalversammlung, die immer mehr Teilnehmer anziehen. Aufgrund der Antworten der Online-Mitgliederbefragung im 2013 werden in Zukunft vermehrt Weiterbildungskurse zur Problematik der bestehenden Bauten organisiert [13]. Der Jubilar leitet die sehr aktive SGEB-Arbeitsgruppe Öffentlichkeitsarbeit, die regelmäßig mit Beiträgen in den Medien auf Defizite in der Erdbebenvorsorge aufmerksam macht.

10 Stiftung für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen

Die im Jahre 2004 von Prof. Bachmann gegründete Stiftung für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen sensibilisiert sehr erfolgreich die Öffentlichkeit für die Belange der Erdbebenvorsorge, indem sie regelmäßig den Architektur- und Ingenieurpreis erdbebensicheres Bauen [10] und den Innovationspreis Baudynamik verleiht. Stiftung und SGEB pflegen eine intensive und fruchtbare Zusammenarbeit, zum Beispiel bei der gemeinsamen Publikation von Faltschriften und Broschüren.

Literatur

- [1] Bachmann, H.; Darbre, G. R.; Deichmann, N.; Koller, M. G.; Studer, J. A.; Tiniç, S.; Tissières, P.; Wenk, T.; Wieland, M.; Zwicky, P.: Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung von Bauwerken in der Schweiz. SIA-Dokumentation D0150. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 1998. www.sgeb.ch/fachpublikationen.html
- [2] Bundesamt für Umwelt: Erdbebenvorsorge – Massnahmen des Bundes, Bericht an den Bundesrat, Standbericht und Planung für den Zeitraum 2013 bis 2016, Bern 2013.
- [3] Duvernay, B.: Stand und Entwicklung der Erdbebenvorsorge in der Schweiz, D-A-CH-Tagung Erdbeben und Baudynamik, Hannover 2011.
- [4] Paulay, T.; Bachmann, H.; Moser K.: Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten, Birkhäuser 1990.
- [5] Bachmann, H.: Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden. Richtlinie des BWG, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel 2002.
- [6] Merkblatt SIA 2018 Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2004.
- [7] Wenk, T.: Die neue Norm SIA 269/8 Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben, In: D-A-CH-Mitteilungsblatt, Bauingenieur 89 (2014), Heft 4, S. S2-S3.
- [8] Anhang zur Besonderen Bauverordnung I des Kantons Zürich, ZH-Lex 700.21 § 2.9, Änderung vom 6.9.2011.
- [9] Beyer, K.; Tondelli, M.; Petry, S.: Rütteltischversuche an einem Gebäude mit Mauerwerks- und Stahlbetonwänden, In: D-A-CH-Mitteilungsblatt, Bauingenieur 88 (2013), Heft 10, S. S 2-S 7.
- [10] Bachmann, H.; Koller, M.G.; Somaini, D.: Architektur- und Ingenieurpreis erdbebensicheres Bauen 2012, Stiftung für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen, Dübendorf 2012. www.baudyn.ch
- [11] Wenk, T.: Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken, Dokumentation, Bundesamt für Strassen, Bern 2005.
- [12] Erdbebenversicherung der Basellandschaftlichen Kantonalbank, Versicherungsinformation, BLKB, Liestal 2014. <https://erdbebenversicherung.blkb.ch/>
- [13] Wenk, T.; Beyer, K.: Die neue SGEB-Strategie, In: D-A-CH-Mitteilungsblatt, Bauingenieur 88 (2013), Heft 10, S. S 8-S 17.

Einfluss geometrisch nichtlinearer Effekte auf das dynamische Bauwerksverhalten – Beispiele aus der Baupraxis

A. Fäcke, F.-H. Schlüter

1 Einführung

Bei der Modellbildung und bei der numerischen Berechnung der Strukturantwort von Bauwerken auf statische und dynamische Einwirkungen im Rahmen der Finite-Elemente-Methode werden Vereinfachungen, u. a. Linearisierungen der kinematischen Gleichungen, getroffen. Bei dem Großteil der Problemstellungen in der Baupraxis erhält man damit ausreichend genaue Ergebnisse, es gibt jedoch Tragwerke, bei denen diese Vereinfachungen entweder zu ungenauen Ergebnissen führen oder die Ermittlung der Systemantwort nicht möglich ist. In diesem Bericht werden drei Beispiele aus der Praxis vorgestellt, bei denen das dynamische Bauwerksverhalten untersucht werden musste und die üblichen Vereinfachungen der kinematischen Gleichungen nicht angesetzt werden konnten.

Typische Methoden, die bei der dynamischen Untersuchung von Bauwerken eingesetzt werden, sind die modale Analyse und die dynamische Zeitverlaufsberechnung. Bei der modalen Analyse werden die Eigenmoden eines Tragwerks ermittelt. Diese beschreiben die freie Schwingung einer Struktur nach der Auslenkung aus der Ruhelage bezüglich Eigenfrequenzen und Eigenformen. Sie geben einen Einblick in das dynamische Strukturverhalten und sind meist Grundlage bei der Auslegung für Einwirkungen wie Maschinenbetrieb, menscheninduzierte Schwingungen oder Erdbeben. So ist auch das Antwortspektrenverfahren gemäß aktueller Erdbebennorm DIN 4149 als auch nach Eurocode 8 das Standard-Berechnungsverfahren, bei dem die Bauwerksantwort auf Grundlage der Eigenmoden ermittelt wird. Neben der Untersuchung dynamischer Einwirkungen wird die modale Analyse auch im Rahmen von Stabilitätsuntersuchungen eingesetzt. Außerdem können die Eigenfrequenzen eines Bauwerks Grundlage für eine Dauerüberwachung (Monitoring) mittels Schwingungsmessungen darstellen.

Die modale Analyse ist als Berechnungsverfahren in vielen Finite-Elemente-Programmen implementiert. In der Regel werden dabei die Eigenmoden am unverformten System unter Vernachlässigung des inneren Spannungszustandes und der äußeren Lasten ermittelt. Diese Vorgehensweise wird auch als geometrisch lineare (GL) modale Analyse bezeichnet. Im üblichem Hochbau reicht sie in der Regel aus, bei Schalentragwerken und vorgespannten Seilstrukturen, bei denen sich die Eigenfrequenzen in Abhängigkeit der Vorspannung analog zu einer Saite bei einem Musikinstru-

ment verändern, führt sie jedoch zu ungenauen Ergebnissen. Bei Tragsystemen mit pendelnd gelagerten Massen, bei denen unter Vernachlässigung der Gewichtskräfte keine Rückstellkräfte wirken, erhält man mit der GL modalen Analyse sogar kein Ergebnis, da das System bezüglich der Pendelbewegung keine Steifigkeit aufweist. Wird die modale Analyse am verformten System und unter Berücksichtigung des inneren und äußeren Belastungszustandes durchgeführt, spricht man von einer geometrisch nichtlinearen (GN) Analyse. In einigen Finite-Elemente-Programmen können diese Effekte berücksichtigt werden, dies muss in den Berechnungsoptionen in der Regel aber extra zugeschaltet werden. Bei der GN modalen Analyse wird ein Berechnungsschritt vorgeschaltet, in dem zunächst alle Lasten aufgebracht werden und das statische Gleichgewicht am verformten System ermittelt wird. Basierend auf diesem Gleichgewichtszustand werden dann die Eigenmoden berechnet. Für die Beispiele in diesem Bericht wurde das Programm ABAQUS/Standard von Simulia verwendet.

Beim Antwortspektrenverfahren werden die Eigenmoden einmal zu Beginn der Berechnung ermittelt und sind dann für den gesamten weiteren Berechnungsgang festgelegt. Somit können maßgebende Systemänderungen, die sich während der dynamischen Anregung ergeben, unabhängig davon, ob die Eigenmoden GL oder GN ermittelt wurden, nicht erfasst werden. Spielen diese Systemänderungen jedoch eine maßgebende Rolle, muss eine dynamische Zeitverlaufsberechnung durchgeführt werden. Bei diesem Berechnungsverfahren wird die Einwirkungsdauer in endlich viele Zeitschritte unterteilt und die Bauwerksantwort für jeden Zeitschritt ermittelt. Auch hier muss unter Berücksichtigung GN Effekte gerechnet werden, da nur dann der jeweils aktuelle Systemzustand zu jedem Berechnungsschritt berücksichtigt wird. Dieses Verfahren ist mit deutlich höherem Aufwand bei der Berechnung als auch bei der Auswertung der Ergebnisse verbunden, weshalb es nur in Ausnahmefällen zum Einsatz kommt. Typische Anwendungsfälle liegen vor, wenn am Tragsystem während der dynamischen Anregung maßgebende Schädigungen auftreten oder einzelne Tragglieder ausfallen.

Im vorliegenden Bericht wird zunächst an einem grundlegenden Beispiel eines pendelnd gelagerten Einmassenschwingers mit äußerer Krafteinwirkung der Unterschied zwischen einer GL und einer GN modalen Analyse gezeigt. Im Anschluss werden drei Beispiele aus der Praxis vorgestellt, bei denen zur Ermittlung der dynamischen Bauwerksantwort GN Effekte berücksichtigt werden mussten. Bei den ersten beiden Beispielen handelt es sich um eine Hängeseilbrücke und ein Schalentragwerk, die mithilfe der modalen Analyse untersucht wurden. Das dritte Beispiel ist eine Seilkonstruktion, bei der unter Erdbebeneinwirkung die Vorspannung in den Seilen zeitweise ausfällt. Dieses System wurde zunächst näherungsweise mit einer modalen Analyse untersucht und die Systemantwort mit dem Antwortspektrenverfahren berechnet. Zum Vergleich wurde die Antwort des Systems mit dem genaueren Zeitverlaufs-

Dr.-Ing. Andreas Fäcke

Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter

Geschäftsführer

SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH

Stephanienstraße 102

76133 Karlsruhe

Tabelle 1. Zusammenfassung der Ergebnisse aus den sieben Zeitverlaufsberechnungen

Zeitverlauf	F _{Seil 1} [kN]	F _{Seil 2} [kN]	a _{max} [m/s ²]	u _{max} [mm]
1.	6,12	7,07	4,54	14
2.	7,72	6,51	4,24	13
3.	6,92	7,83	5,22	16
4.	6,78	6,27	3,99	12
5.	6,27	7,25	5,06	15
6.	7,37	6,69	4,87	13
7.	6,61	6,40	4,28	12
Mittelwert	6,83	6,86	4,60	14
max. Abweichung vom Mittelwert	13,0%	14,1%	13,5%	20,4%

S 8

verfahren für dieselbe dynamische Einwirkung berechnet und dem Ergebnis des Antwortspektrenverfahrens gegenübergestellt. Weiterhin werden einfache Näherungsrechnungen im Rahmen der Beispiele gezeigt, mit denen der Einfluss GN Effekte vorab abgeschätzt werden kann.

2 Geometrisch lineare und nichtlineare modale Analyse

Es wird der prinzipielle Unterschied zwischen der GL und der GN Berechnung am Beispiel eines einfachen Systems mit äußerer Krafteinwirkung bei der modalen Analyse gezeigt. Es handelt sich um einen starren Balken der Länge L mit einer Masse m, einer konstanten Kraft F und einer gelenkigen Lagerung mit Drehfeder der Steifigkeit k_φ, wie in Bild 1 (links) dargestellt. Die äußere Kraft soll in ihrer Größe und Richtung konstant wirken. In Bild 1 (Mitte) ist der Freischnitt der Masse mit den an ihr angreifenden Kräften dargestellt. Neben den üblichen Kräften im Freischnitt wie Federkräfte, Stabkräfte und äußere Kräfte wird bei dynamischen Problemen auch die Trägheitskraft berücksichtigt. Damit ergibt sich für die Masse in horizontaler Richtung folgendes Kräftegleichgewicht:

$$m \cdot \ddot{\varphi}(t) \cdot L + \frac{k_{\varphi}}{L^2} \varphi(t) \cdot L + F_h^* = 0$$

wobei der erste Term die Trägheitskraft darstellt, der zweite Term die Rückstellkraft infolge der Drehfeder und F_h^{*} die Horizontalkomponente der Normalkraft F* im ausgelenkten Pendelstab. Die zweite Ableitung von j(t) nach der Zeit ist $\ddot{\varphi}(t)$. Diese Gleichung stellt schon eine Näherung dar, da die Masse bei einer Drehung j um den Auflagerpunkt um sin(j(t)) · L und nicht wie oben angenommen um j(t) · L verschoben wird. Es wird aber von kleinen Auslenkungen ausgegangen, sodass näherungsweise sin(j) ~ j gilt und die oben angegebene Gleichung ausreichend genau ist. Bei der

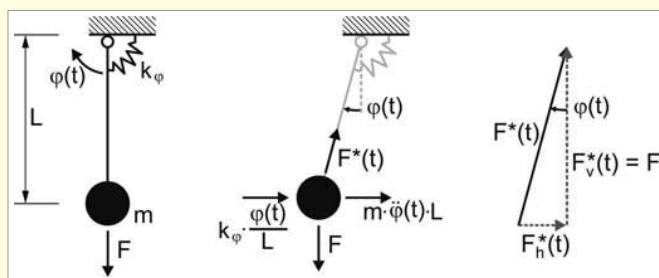


Bild 1. Einmassenschwinger – elastisch gelagerter Pendel mit äußerer Krafteinwirkung (links), Freischnitt der Masse (Mitte) und Komponenten der Stabkraft (rechts);

GL modalen Analyse werden, wie in der Einleitung beschrieben, keine äußeren Lasten berücksichtigt, sodass aus der Gleichung herausfällt. Die Steifigkeit aus der Drehfeder k_{φ}/L^2 wird durch die allgemeine Federkonstante k ersetzt. Nach Kürzen durch L ergibt sich:

$$m \cdot \ddot{j}(t) + k \cdot j(t) = 0$$

Hierbei handelt es sich um eine homogene Differentialgleichung, für die folgende Lösung existiert:

$$j(t) = a \cdot \sin(\omega t)$$

Leitet man diesen Lösungsansatz zweimal nach t ab, erhält man $\ddot{j}(t) = -\omega^2 \cdot a \cdot \sin(\omega t)$. Nach einsetzen des Lösungsansatzes, erhält man:

$$-m \cdot \omega^2 \cdot a \cdot \sin(\omega t) + k \cdot a \cdot \sin(\omega t) = 0.$$

Kürzt man diese Gleichung durch $a \cdot \sin(\omega t)$, erhält man nach kurzer Umformung die Eigenkreisfrequenz des Einmassenschwingers:

$$\omega = \sqrt{k/m}$$

Aus der Eigenkreisfrequenz mit der Einheit [1/s] erhält man die Eigenfrequenz mit der Einheit [Hz] mit $f = \omega/2\pi$. Es sei hier erwähnt, dass dieses System einem gewöhnlichen Pendel entspricht, wenn die Kraft F der Gewichtskraft der Masse entspricht und die Federkonstante zu Null gesetzt wird. Für das gewöhnliche Pendel ergibt sich mit dem beschriebenen Verfahren für die Steifigkeit $k = 0$ und damit für die Eigenkreisfrequenz $\omega = 0$. Man erhält mit dieser Methode also keine zutreffende Lösung. Bei der GN modalen Analyse wird die äußere Kraft hingegen berücksichtigt. Die Normalkraft im Pendelstab beträgt $F/\cos\varphi$ (Bild 1, rechts) und damit beträgt die Horizontalkomponente der Pendelstabskraft:

$$F_h^* = \frac{F}{\cos\varphi(t)} \sin\varphi(t)$$

Um eine geschlossene Lösung der Differentialgleichung auch unter Berücksichtigung dieses Terms ermitteln zu können, müssen die Sinus und Cosinus-Funktionen vereinfacht werden. Dies gelingt mit den Taylorreihen:

$$S_d(8, 3s) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \dot{\cdot}$$

Bei den Taylorreihen wird jeweils nur das erste Glied berücksichtigt, was bei kleinen Verformungen gerechtfertigt ist. Damit vereinfacht sich die Horizontalkomponente der Pendelstabskraft an der Masse zu:

$$F_h^* = F \cdot \frac{\varphi(t)^1/1!}{\varphi(t)^0/0!} = F \cdot \varphi(t).$$

Schließlich erhält man das folgende Differentialgleichungssystem:

$$m \cdot \ddot{\varphi}(t) \cdot L + \underbrace{\left(\frac{k_{\varphi}}{L^2} + \frac{F}{L} \right)}_k \cdot \varphi(t) \cdot L = 0.$$

Damit ist die Kraft F nun im Steifigkeitsterm k enthalten. Verwendet man für j(t) wieder die o. g. Lösung, ergibt sich die Eigenkreisfrequenz des Systems unter Berücksichtigung der konstanten Kraft F nach Kürzen und Umformung wie folgt:

$$\omega = \sqrt{\frac{(k_{\varphi}/L^2) + F/L}{m}}$$

Die Last F steht unter der Wurzel im Zähler – für eine positive Kraft F steigt die Eigenkreisfrequenz – das System wird steifer und für eine negative Kraft F sinkt die Eigenperiode – das System wird weicher. Hiermit können auch Stabilitätsuntersuchungen durchgeführt werden: Sobald $F = -k_{\varphi}/L$ ist, beträgt die Eigenkreisfrequenz Null und das System ist instabil. Somit können für komplexe Systeme mit einer GN Analyse neben der dynamischen Bewertung auch Stabilitätsbetrachtungen wie Knicken und Beulen durchgeführt werden. Eine geschlossene Lösung liegt auch für weitere Systeme vor, so z. B. für ein vorgespanntes Seil (Saite). Die Herleitung der Eigenfrequenz kann analog geführt werden und ist z. B. in Magnus et al. [1] zu finden. Für die Umsetzung der GN Berechnung im Rahmen der Finiten-Elemente-Methode wird auf die einschlägige Literatur wie z. B. Wriggers [2] oder Wang [3] verwiesen.

3 Hängeseilbrücke – Köln Mülheimer Brücke

Im Rahmen des Deutschen Forschungsnetzes Naturkatastrophen [4] wurden am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) u. a. die Erdbebensicherheit der Mülheimer Brücke über den Rhein in Köln untersucht. Hierfür wurde das Antwortspektrenverfahren eingesetzt, weshalb die Eigenmoden des Tragwerks zu ermitteln waren. Bei der Brücke handelt es sich um eine Hängeseilbrücke in Stahlbauweise mit zwei Pylonen und einem durchgehenden Fahrbahnträger mit den Abmessungen, wie in **Bild 2** dargestellt. Die Masse des Fahrbahnträgers beträgt in der Bemessungssituation Erdbeben, in der das Eigengewicht und der ständige Anteil der Verkehrslast berücksichtigt wird, circa 9.000 t. Es ist eine echte Hängeseilbrücke, da die Haupttragseile, die über die beiden Pylone spannen, am Widerlager endverankert sind und die Horizontalkomponente nicht als Druckkraft in den Überbau rückverankert wird. Damit ist der Fahrbahnträger in Brückenlängsrichtung pendelnd gelagert. Eine detaillierte Beschreibung der Konstruktion findet man beispielsweise in der Veröffentlichung von Schübler in [5].

An den beiden Haupttragseilen ist der Fahrbahnträger über insgesamt 2 x 42 Hänger mit unterschiedlicher Länge gelagert. Da die Hänger praktisch keine Biegesteifigkeit aufweisen, erhält man bei diesem Bauwerk bei Vernachlässigung GN Effekte entweder keine Lösung oder eine gegen Null strebende Eigenkreisfrequenz für den ersten Eigenmode bei der modalen Analyse. Die tatsächlich zu erwartende pendelartige Schwingung kann also nur mit einer GN Analyse erfasst werden. Zunächst wird die Eigenfrequenz näherungsweise per Handrechnung mit dem im vorigen Abschnitt beschriebenen Modellansatz ermittelt. Bei der Brücke handelt es sich jedoch nicht um ein gewöhnliches Pendel mit einer konzentrierten Masse, sondern um einen Bal-

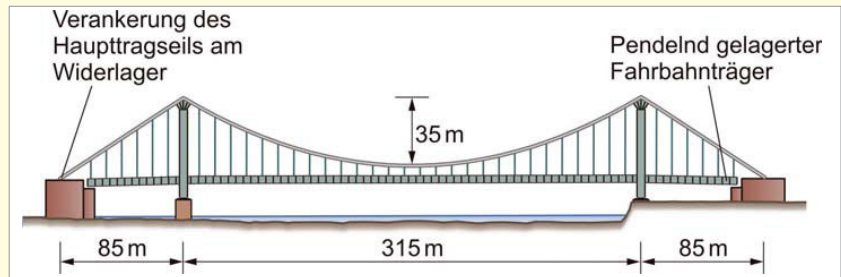


Bild 2. Köln Mülheimer Hängeseilbrücke mit pendelnd gelagertem Fahrbahnträger;

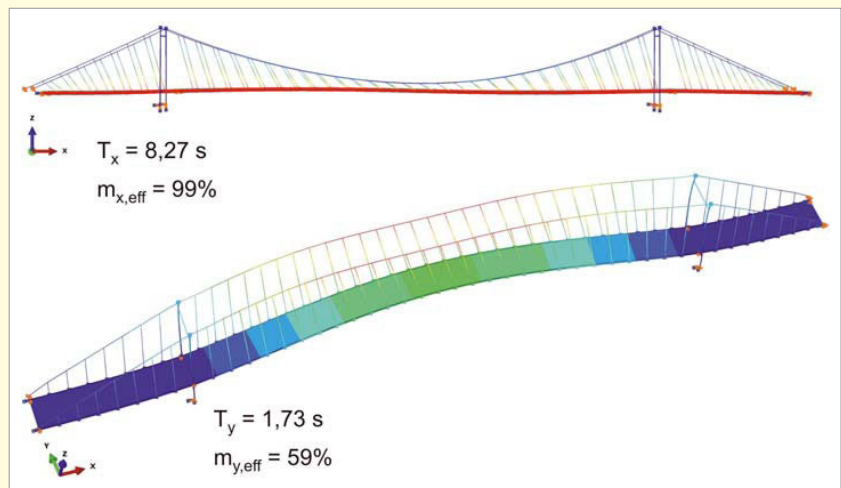


Bild 3. Die ersten beiden Eigenmoden der Hängeseilbrücke;

ken mit linienförmig verteilter Masse, der an 2 x 42 Hängern gelagert ist. Da man bei moderater Erdbebeneinwirkung aber von sehr kleinen Verschiebungen im Vergleich zur Länge der Hänger ausgehen kann, verhält sich das System dennoch wie ein Pendel. An jedem Hänger wirkt näherungsweise die gleiche Masse, sodass man die mittlere Länge der Hänger und die Gesamtmasse des Fahrbahnträgers ansetzen kann. Die Kraft F entspricht der Gewichtskraft $m \cdot g$ des Fahrbahnträgers, die mittlere Länge der Hänger beträgt $L = 16,5$ m und die Drehfedersteifigkeit k_{φ} ist Null. Damit lässt sich die Eigenfrequenz wie folgt annähern:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{(0/L^2) + (m \cdot g)/L}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{9,81}{16,5}} = 0,123 \text{ Hz}$$

Bildet man den Kehrwert der Frequenz, erhält man die Eigenperiode $T = 8,1$ s. Bei Anwendung einer GN modalen Analyse ergeben sich die Eigenmoden für die beiden Hauptrichtungen nach **Bild 3**. Der erste Eigenmode mit der Eigenperiode von 8,5 s entspricht der pendelartigen Schwingung des Überbaus in Längsrichtung, der mit der vereinfachten Berechnung erfasst wurde. Die Eigenperiode dieses Eigenmodes stimmt sehr gut mit dem der Handrechnung überein, die der Handrechnung ist lediglich etwas niedriger. Der Grund hierfür liegt an dem Haupttragseil, das bei der Pendelbewegung mitschwingt und das System dadurch weicher macht. Dennoch lässt sich mit der Handrechnung eine gute Näherung für eine Vorbemessung ermitteln bzw. ein komplexes numerisches Modell lässt sich damit gut überprüfen. Der erste relevante Eigenmode in Querrichtung hat eine wesentlich kleinere Eigenperiode,

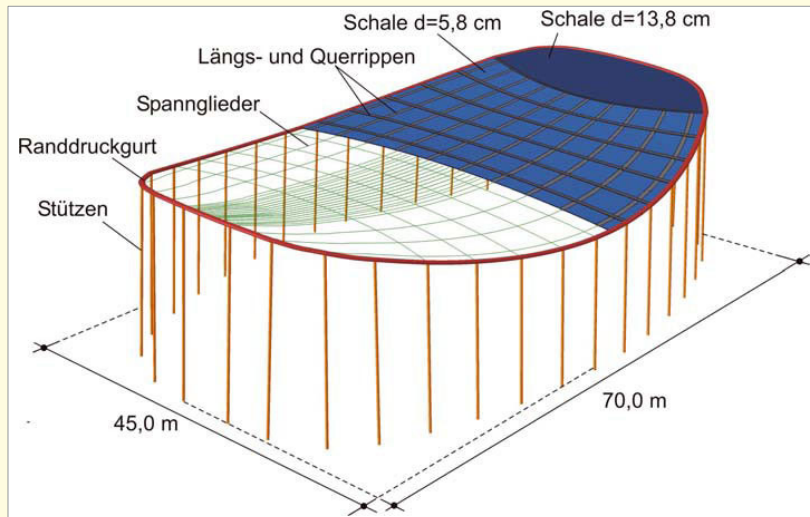


Bild 4. Finite-Elemente-Modell der Schwarzwaldhalle in Karlsruhe;

da der Fahrbahnträger in Querrichtung nicht pendelnd gelagert ist, sondern an den Widerlagern und an den Pylonen horizontal fixiert wird. Da es sich bei der Querrichtung nicht um einen Pendel handelt, könnte dieser Eigenmode auch mit einer GL Analyse ausreichend genau ermittelt werden, weshalb er hier nicht weiter betrachtet wird.

Die Eigenperiode in Brückenlängsrichtung ist so hoch, dass sie durch ein Erdbeben kaum mehr angeregt wird. Legt man das maßgebende Bemessungsspektrum für den Standort nach DIN 4149 zu Grunde (Erdbebenzone 1, Bau-/Untergrundklasse C-T, Bedeutungskategorie III, $q = 1,5$), erhält man eine spektrale Beschleunigung von lediglich

$$S_d(8,5s) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} =$$

$$0,4 \cdot 1,2 \cdot 1,25 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \frac{0,4 \cdot 2,0}{8,5^2} = 0,012 \frac{m}{s^2}$$

Da der erste Eigenmode in Brückenlängsrichtung, wie in Bild 3 zu sehen ist, bereits eine Massenbeteiligung von 99 % bezüglich der Fahrbahnträgermasse aufweist, ist von den höheren Eigenmoden in Längsrichtung praktisch kein Beitrag mehr zu erwarten, sodass die Bauwerksantwort bei Anregung in Längsrichtung vernachlässigbar ist.

4 Schalentragswerk – Schwarzwaldhalle in Karlsruhe

Die Schwarzwaldhalle wurde 1953 in Karlsruhe gebaut und wurde im Jahr 2000 zum Kulturdenkmal von besonderer Bedeutung erhoben. Die Halle wurde von Erich Schelling geplant und war die erste Halle mit einem selbsttragenden Hängedach aus Spannbeton in Europa. Das Hängedach der Schwarzwaldhalle wird im Rahmen eines Monitoringprogramms von der Materialprüfungsanstalt (MPA) Karlsruhe seit mehreren Jahren überwacht. Insbesondere werden die globalen Verformungen und lokalen Dehnungen gemessen. Parallel dazu wurde von SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH ein Finite-Elemente-Modell des Tragwerks entwickelt, mit dem Schädigungen, wie beispielsweise der Ausfall einzelner Spannglieder, simuliert werden können. Mit dem Modell war es möglich, Auswirkungen von Schädigungen auf das Tragwerk rechnerisch vorherzusagen, sodass die Bauwerksüberwachung bezüglich Lage der Sensoren

optimiert werden konnte und die gemessenen Verformungen und Dehnungen nun zielgerichtet beurteilt werden können. Zur Kontrolle und Kalibrierung des Rechenmodells wurden am realen Tragwerk zunächst Schwingungsmessungen auf dem Dach durchgeführt. Die vorherrschenden Frequenzen aus den Schwingungsmessungen wurden mit den Eigenfrequenzen des Rechenmodells verglichen. Hierbei hatte sich gezeigt, dass die Eigenfrequenzen aus einer modalen Analyse erst dann eine gute Übereinstimmung zeigten, wenn GN Effekte berücksichtigt wurden. Es sei hier angemerkt, dass die an wenigen Punkten durchgeführten Schwingungsmessungen nicht Teil des Monitorings sind, da die globalen Eigenfrequenzen des Tragwerks durch lokale Schädigungen kaum verändert werden und somit eine Detektion von Schädigungen damit praktisch nicht möglich ist.

Das Dach ist nach der Definition von Dischinger [6] mit einem Verhältnis aus Krümmungsradius zu Schalendicke von mehr als 1000 eine sehr dünne Schale, die in der Form eines flachen Sattels gebaut wurde. Aus Gründen des Korrosionsschutzes wurde die Schale, die aufgrund des Durchhangs planmäßig unter Zug steht, in Spannbetonbauweise erstellt. Sie weist eine Dicke von 5,8 cm in der Fläche, 9,8 cm an den Lisenen in Längsrichtung und 13,8 cm an den Lisenen in Querrichtung sowie im Verankerungsbereich der Längsspannglieder auf. Die Spannglieder wurden im Verbund eingebaut und liegen in Querrichtung in den Lisenen und in Längsrichtung in der Fläche. Die Spannweite in Längsrichtung beträgt insgesamt 70 m und in Querrichtung etwa 45 m. Der Durchhang in Längsrichtung liegt bei circa + 4,5 m und in Querrichtung bei - 1,25 m. Gemäß Sobek et al. [7] resultiert die Steifigkeit von Schalentragswerken vorwiegend aus der Membran- und nicht aus der Biegetragwirkung. Der Einfluss der Biegesteifigkeit ist aufgrund der extrem dünnen Bauweise im Verhältnis zur Spannweite in Längs- und Querrichtung vernachlässigbar. Die Schale wird an einem Randdruckgurt aufgespannt, der wiederum auf den umlaufenden Fassadenstützen aufliegt.

Im Rechenmodell, das in Bild 4 dargestellt ist, wurde die Geometrie der Dachschele sehr detailliert abgebildet. Außerdem wurden der Randdruckgurt und die Stützen abgebildet. Je nach Belastung – beispielsweise durch Schnee – variiert der Durchhang um mehrere Zentimeter. Da die Steifigkeit der Dachschele vom Durchhang abhängt, wurde das Modell nach Aufbringen der am realen Tragwerk vorhandenen Lasten auf den gemessenen Durchhang abgestimmt. Um mögliche Schädigungen mit dem Modell simulieren zu können, wurden auch die Spannglieder diskret abgebildet und es wurden nichtlineare Stoffgesetze für Beton und Spannstahl verwendet. Es sei hier angemerkt, dass die Spannglieder nicht abgebildet wurden, um eine bessere Anpassung der Eigenfrequenzen zu erhalten, sondern nur um Schädigungen am Tragwerk untersuchen zu können. Tatsächlich hat die Vorspannung keinen direkten Einfluss auf das dynamische Schwingungsverhalten solange sie keine Auflagerkräfte erzeugt, wie im vorliegenden Fall. Zunächst wurde eine GL modale Analyse mit linear elastischem Materialmodell durchgeführt. Die Eigenfrequenz dieser Berechnung liegt nur bei $f_{linear} = 0,70$ Hz, wohingegen

gen die Schwingungsmessung der MPA Karlsruhe eine Eigenfrequenz von 1,1 Hz ergeben hat. Da nicht mit jedem Programm eine GN Berechnung durchgeführt werden kann, ist es sinnvoll, mit einfachen Mitteln abschätzen zu können, ob diese Effekte einen maßgebenden Einfluss haben. Aus diesem Grund wird zunächst wieder eine Handrechnung durchgeführt, wobei die Schwingungsgleichung der idealen Saite herangezogen wird. Die zweidimensionale Tragwirkung der Schale wird durch zwei sich orthogonal kreuzende Saiten berücksichtigt, wobei deren Steifigkeitsbeiträge überlagert werden. Die Gesamtsteifigkeit k_{ges} eines Systems mit zwei parallel geschalteten Federn ergibt sich aus der Summe der Einzelsteifigkeiten k_1 und k_2 . Entsprechend erhält man die Eigenkreisfrequenz ω_{ges} eines Systems mit zwei parallel geschalteten Federn aus der Quadratwurzel der Summe der Quadrate der Eigenkreisfrequenzen ω_1 und ω_2 der beiden Teilsysteme, wie im Folgenden gezeigt wird:

$$\omega_{ges} = \sqrt{\frac{k_{ges}}{m}} = \sqrt{\frac{k_1 + k_2}{m}}$$

$$\Rightarrow (\omega_{ges})^2 = \frac{k_1 + k_2}{m} = \frac{k_1}{m} + \frac{k_2}{m} = (\omega_1)^2 + (\omega_2)^2$$

Da die Frequenz proportional zur Kreisfrequenz ist ($\omega = 2\pi f$), gilt der gezeigte Zusammenhang auch für die Frequenz. Die Formel für die n-te Eigenfrequenz einer Saite kann [1] entnommen werden:

$$f_n = \frac{n}{2 \cdot L} \sqrt{\frac{F}{\rho \cdot A}}$$

Damit ergibt sich die erste Eigenfrequenz eines ein Meter breiten Streifens des Dachs in Schalenlängsrichtung:

$$f_{1, \text{längs}} = \frac{1}{2 \cdot 45,0} \sqrt{\frac{386}{2,5 \cdot 0,0702}} = 0,52 \text{ Hz}$$

mit der Länge $L = 45 \text{ m}$ des dünnen Teils der Schale in Längsrichtung, der über den Querschnitt aufintegrierten Vorspannkraft $F = 386 \text{ kN/m}$, die aus der statischen Berechnung am Modell ermittelt wurde, der mittleren Querschnittsfläche $A = 0,0702 \text{ m}^2/\text{m}$ und der Dichte $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$. Analog dazu lässt sich die Eigenfrequenz in Querrichtung ermitteln:

$$f_{1, \text{quer}} = \frac{1}{2 \cdot 45,0} \sqrt{\frac{98}{2,5 \cdot 0,0702}} = 0,26 \text{ Hz}$$

Überlagert man diese Eigenfrequenzen mit der Eigenfrequenz aus der GL Analyse, erhält man eine grobe Näherung für die Eigenfrequenz des System unter Berücksichtigung GN Effekte:

$$f_{ges} = \sqrt{(f_{\text{linear}})^2 + (f_{1, \text{längs}})^2 + (f_{1, \text{quer}})^2} = 0,91 \text{ Hz}$$

Wie die einfache Handrechnung zeigt, steigt die Eigenfrequenz um circa 30 % gegenüber der GL Analyse an, sodass bei diesem System eine genauere GN Analyse anzuraten ist und hier auch durchgeführt wurde.

Die modale Analyse am detaillierten Rechenmodell mit gegenläufiger Krümmung unter Berücksichtigung GN Effekte hat sogar eine noch höhere Eigenfrequenz von 1,04 Hz ergeben. Die Abschätzung beruht auf einer ebenen Schale, während das tatsächliche Tragwerk eine gegenläufige Krümmung in Längs- bzw. Querrichtung aufweist. Das

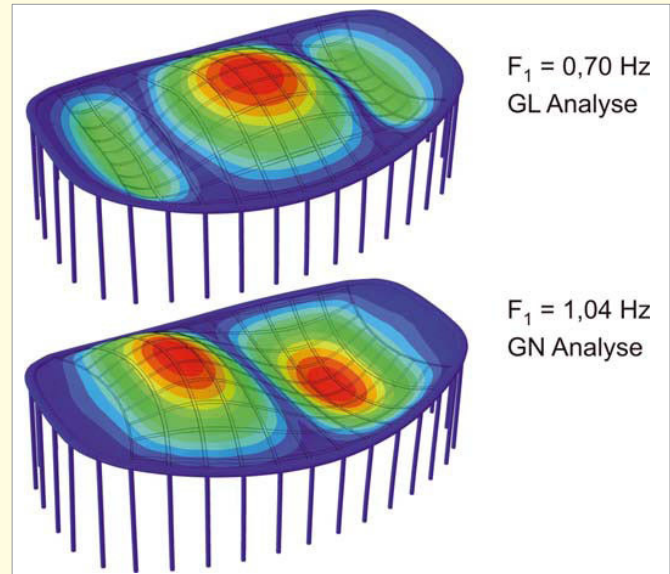


Bild 5. Eigenmoden der Schwarzwaldhalle bei GL (oben) und GN modaler Analyse (unten);

heißt, die gedachte Saite hängt in Längsrichtung nach unten durch während sie in Querrichtung nach oben gebogen ist. Dadurch weicht die Handrechnung von der genaueren Finite-Elemente-Berechnung ab und man erhält als erste Eigenform nicht mehr eine Sinushalbwellen in Längsrichtung sondern eine vollständige Sinuswelle (Bild 5). Die von der MPA Karlsruhe gemessene unterste Eigenfrequenz der Dachschale liegt bei circa 1,1 Hz und stimmt damit sehr gut mit der GN modalen Analyse überein während die GL Berechnung eine um 35 % zu niedrige Eigenfrequenz ergibt. Abschließend wurden noch entsprechende nichtlineare Stoffgesetze für Beton und Stahl eingearbeitet. Zur Kontrolle wurden die Eigenfrequenzen nochmals am Modell mit nichtlinearen Stoffgesetzen berechnet. Die Eigenfrequenzen werden dabei auf Grundlage der Tangentensteifigkeit der aktuellen Materialzustände ermittelt. Die Änderung der Eigenfrequenzen hierdurch war jedoch vernachlässigbar, sodass dieses Modell für die Untersuchungen eingesetzt werden konnte.

5 Seilkonstruktion – Mast mit Abspannseilen

Bei Seilkonstruktionen handelt es sich meist um leichte Systeme, die nach Aufbringen der Vorspannung und äußerer Lasten bereits größere Verformungen und einen Eigen Spannungszustand mit Zug in den Seilen aufweisen. Aufgrund einer geringen Dämpfung neigen diese Konstruktionen bei periodischer Anregung wie Wind zu Vibrationen, die die Gebrauchstauglichkeit einschränken oder die Tragfähigkeit infolge Materialermüdung gefährden können. Wie in der Einführung am Beispiel des Pendels gezeigt, können auch Seilschwingungen nur unter Berücksichtigung GN Effekte berücksichtigt und untersucht werden. Eine modale Analyse ist aber auch bei Berücksichtigung GN Effekte nur dann ausreichend, solange es sich um Schwingungen geringer Amplitude um die statische Ruhelage handelt, wie dies bei Windanregung in der Regel der Fall ist. Im Gegensatz dazu sind jedoch bei einer Anregung durch Erdbeben große Verformungsamplituden zu erwarten. Infolge großer Systemverformungen kann die Vorspannung in einzelnen Seilen unterschritten werden, wodurch diese zeitweise aus-

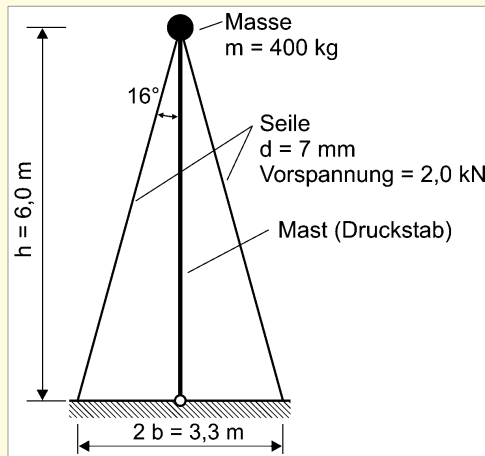


Bild 6. Vereinfachtes System eines Masts mit Seilabspannung;

fallen und keinen Beitrag zur Systemsteifigkeit mehr liefern. Die Steifigkeit des Systems ändert sich also während der dynamischen Anregung, was mit einer modalen Analyse, die von der statischen Ruhelage zu Beginn einer Anregung ausgeht, nicht erfasst werden kann. Stattdessen ist eine Zeitverlaufsberechnung durchzuführen. Im Folgenden wird ein vereinfachtes Teilsystem aus einem Solarthermiekraftwerk untersucht, bei dem es unter seismischer Anregung zum zeitweisen Ausfall der Seile kommt. Die Ergebnisse einer modalen Analyse und dem Antwortspektrenverfahren werden der genaueren Zeitverlaufsberechnung gegenübergestellt.

Das System besteht aus einem starren masselosen Mast, der unten gelenkig gelagert ist und oben eine Masse besitzt (Bild 6). Die horizontale Halterung des Masts erfolgt durch zwei vorgespannte Seilabspannungen. Aus der Vorspannung in den Seilabspannungen resultiert eine Druckkraft im pendelnd gelagerten Mast. Damit entspricht dieses System einem Pendel mit Normalkraft – analog zu dem Beispiel der Herleitung. Je mehr die Seile vorgespannt werden, desto größer wird die Druckkraft im Mast und desto kleiner wird die Eigenfrequenz des Pendels. Auf der anderen Seite nimmt die Steifigkeit eines Seils infolge Durchhang ab ([8], [9]), der wiederum durch die Vorspannung verringert wird. Diese beiden gegenläufigen Effekte sind bei dem vorliegen-

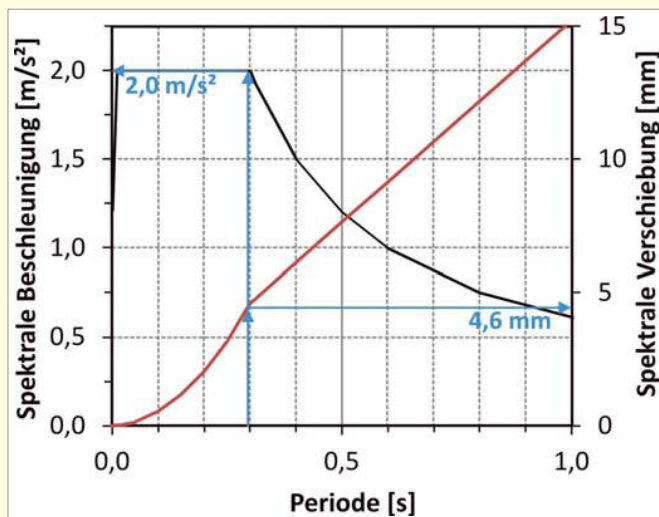


Bild 8. Für die Untersuchung angesetztes Bemessungsspektrum der Beschleunigung und der Verschiebungen.

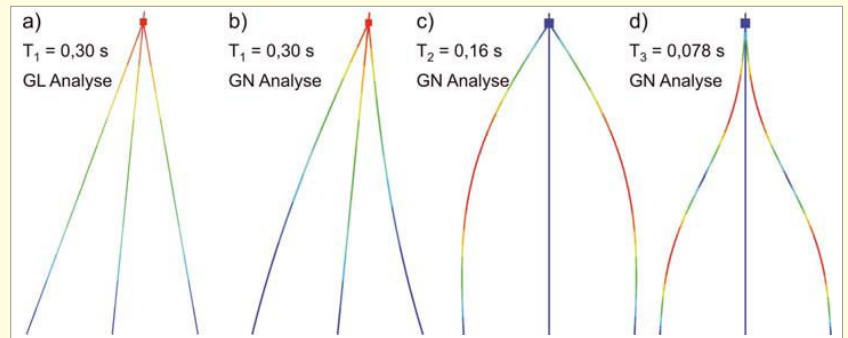


Bild 7. Eigenmoden des Masts mit Seilabspannung mit GL Analyse (a) und GN Analyse (b, c, d)

den System bei Annahme realistischer Querschnitts- und Materialverhältnisse aber so gering, dass deren Einfluss vernachlässigbar ist. Somit ergeben sich bei der modalen Analyse mit oder ohne Berücksichtigung GN Effekte bei diesem System also näherungsweise die gleichen maßgebenden Eigenmoden. Bild 7 (a) zeigt das Ergebnis der GL Analyse – das Pendeln des Masts mit einer Eigenperiode von 0,30 s. Die Seile wurden hierbei durch Zug-Druck-Federn mit äquivalenter Seilsteifigkeit abgebildet. Bei der GN Analyse wurden die Seile dagegen durch Balkenelemente mit entsprechendem Seilquerschnitt abgebildet und vor der modalen Analyse vorgespannt. Bild 7 (b) zeigt den ersten Eigenmode der dieselbe Eigenperiode wie bei der GL Analyse aufweist. Zusätzlich ergeben sich bei der GN Berechnung aber noch die Seilschwingungen wie beispielhaft in Bild 7 (c, d) zu sehen ist.

Die Seilschwingungen beeinflussen das globale Systemverhalten also nicht. Außerdem spielen sie beim Lastfall Erdbeben praktisch keine Rolle, da der Personenschutz und nicht die Gebrauchstauglichkeit Ziel der Auslegung ist und aufgrund der geringen Anzahl an Lastspielen während eines Erdbebens keine Materialermüdung zu erwarten ist. Somit reicht hier sogar eine GL modale Analyse aus, solange beide Seile ständig unter Zug stehen. Bild 8 zeigt das für die Untersuchung angenommene Beschleunigungsantwortspektrum sowie das Verschiebungsantwortspektrum, das sich durch Division der spektralen Beschleunigung mit w^2 ergibt. Für die Eigenperiode von 0,30 s liest man eine spektrale Beschleunigung von 2,0 m/s^2 und eine spektrale Verschiebung von 4,6 mm aus den Diagrammen. Da das System einem Einmassenschwinger entspricht, erhält man direkt die Systemverformung mit 4,6 mm und kann die an der Punktmasse wirkende Kraft mit einer Handrechnung ermitteln:

$$F = S_d(T) \cdot m = 2,0 \text{ m/s}^2 \cdot 0,4 \text{ t} = 0,8 \text{ kN}$$

Damit kann die Kraft je Seil wie folgt ermittelt werden:

$$S = 0,5 \cdot F / \sin(16^\circ) = 1,45 \text{ kN}$$

Das gleiche Ergebnis ergibt sich auch bei Anwendung des Antwortspektrenverfahrens sowohl bei GL als auch bei GN Berechnung. Das Ergebnis ist auch unabhängig davon, wie viele Eigenmoden berücksichtigt werden, da alle außer dem ersten einen vernachlässigbaren Einfluss haben. Sowohl bei der Handrechnung als auch bei Anwendung des Antwortspektrenverfahrens muss die Vorspannung noch überlagert werden. Mit einer Vorspannung von + 2,0 kN und einer Änderung der Seilkraft von $\pm 1,45$ kN infolge Erdbeben ergibt sich eine maximale Seilkraft von $2 + 1,45 = 3,45$ kN und eine minimale Seilkraft von $2 - 1,45 = 0,55$ kN. Damit bleiben beide Seile ständig vorgespannt und zur Er-

mittlung reicht eine einfache modale Analyse in Verbindung mit dem Antwortspektrenverfahren aus.

Nun wird die Erdbebeneinwirkung soweit erhöht, dass sie einer typischen Einwirkung in Erdbebengebieten mit mittlerer bis hoher Gefährdung entspricht. Tatsächlich wird die Form des Antwortspektrums in diesen Gebieten etwas anders aussehen, zur besseren Gegenüberstellung der Ergebnisse wird aber lediglich das vorhandene Antwortspektrum mit dem Faktor 3,0 multipliziert. Mit dem skalierten Antwortspektrum ergibt sich nun eine Horizontalkraft von

$$F = 3 \cdot 2,0 \text{ m/s}^2 \cdot 0,4 \text{ t} = 2,4 \text{ kN}$$

und damit eine Kraft je Seil von $S = 0,5 \cdot F / \sin(16^\circ) = 4,35 \text{ kN}$.

Außerdem ergibt sich eine maximale Verformung von $3 \cdot 4,6 = 13,8 \text{ mm}$. Nach Überlagerung der Vorspannung ergibt sich eine maximale Seilkraft von $2,0 + 4,35 = 6,35 \text{ kN}$ und eine minimale Seilkraft von $2,0 - 4,35 = -2,35 \text{ kN}$. Damit ergibt sich in einem Seil rechnerisch eine Druckkraft, die tatsächlich natürlich nicht auftreten kann. Stattdessen wird ein Seil zeitweise ausfallen und die ab dann zusätzlich wirkende Horizontalkraft muss vom anderen Seil übernommen werden, wie das Ergebnis einer statischen Berechnung mit ansteigender Horizontallast (Pushover) unter Berücksichtigung GN Effekte im linken Diagramm von **Bild 9** zeigt. Für dieselbe Berechnung ist im rechten Diagramm von **Bild 9** die Horizontalkraft über die Kopfverschiebung aufgetragen. Zu erkennen ist der Knick, den den Ausfall eines Seiles und die Änderung der Systemsteifigkeit kennzeichnet. Durch die Änderung der Systemsteifigkeit ändert sich auch das dynamische Verhalten des Systems, sodass das Antwortspektrenverfahren strenggenommen nicht mehr angewendet werden kann. Wird die Beschleunigung in der Masse dennoch mit dem Antwortspektrenverfahren näherungsweise ermittelt, ergibt sich eine maximale Seilkraft von $6,35 + 2,35 = 8,7 \text{ kN}$ bzw. mithilfe des Diagramms der Pushover Berechnung von 9,0 kN. Da das System während der Anregung jedoch zeitweise eine geringere Steifigkeit aufweist, wird die Periode der freien Schwingung ansteigen und damit die spektrale Beschleunigung der Anregung abfallen (vgl. Bild 8). Es ist also zu erwarten, dass die Kräfte überschätzt, die Verschiebungen aber auf der unsicheren Seite liegend unterschätzt werden. Ob diese Vermutung richtig ist und wie groß der Effekt ist, kann rechnerisch nur mit einer GN Zeitverlaufsrechnung ermittelt werden.

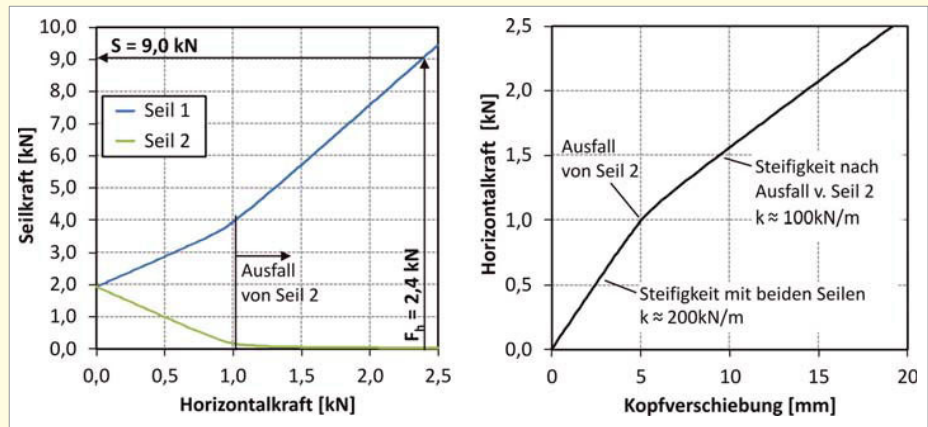


Bild 9. Diagramm der Kräfte in den beiden Seilen aufgetragen über die resultierende Horizontalkraft in der Masse (links) und Diagramm der resultierenden Horizontalkraft aufgetragen über die Kopfverschiebung;

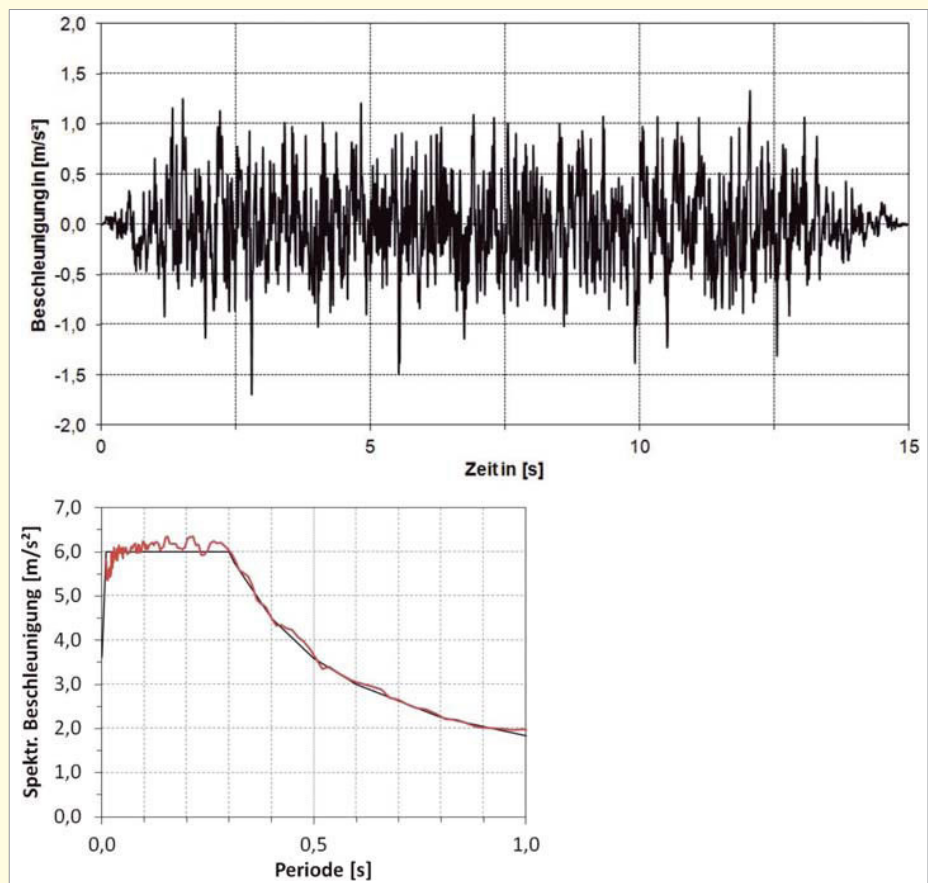


Bild 10. Spektralkonformer Beschleunigungszeitverlauf (oben) und Gegenüberstellung des Zielspektrums mit den gemittelten Antwortspektren aus sieben Zeitverläufen;

Gemäß DIN EN 1998-1 müssen für eine Bemessung nichtlinearer Systeme sieben unabhängige Zeitverlaufsrechnungen durchgeführt werden und die Extremwerte einer Bemessungsgröße sind zu mitteln. **Bild 10** (oben) zeigt exemplarisch einen Beschleunigungszeitverlauf, der spektralkonform mit dem Programm SIMQKE generiert wurde und als Anregung des Systems dient. Aus jedem der sieben Zeitverläufe wurde ein Antwortspektrum erzeugt. Diese wurden gemittelt und dem Bemessungsspektrum zur Kontrolle gegenübergestellt. Wie der Vergleich in **Bild 10** (unten) zeigt, besteht eine gute Übereinstimmung. Die maximalen Antworten der sieben Berechnungen, der Mittelwert und die maximale Abweichung vom Mittelwert sind in **Tabelle 1** zusammengefasst. Es sei hier angemerkt, dass

selbst bei diesem eher einfachen System die Antwort einzelner Berechnungen um bis zu 20 % vom Mittelwert abweicht. Berechnungen an komplexeren Systemen zeigen in der Regel sogar deutlich größere Streuungen, weshalb bei Zeitverlaufsverfahren immer mehrere Berechnungen durchzuführen sind. Der Mittelwert der Beschleunigung an der Masse beträgt $4,6 \text{ m/s}^2$, die Seilkraft $6,9 \text{ kN}$ und die Verformung $14,0 \text{ mm}$. Somit fällt die maximale Beschleunigung an der Masse sowie die Seilkraft erwartungsgemäß geringer und die Verformung lediglich etwas größer aus als bei der Näherung mit dem Antwortspektrenverfahren. Die Näherung stellt unter Berücksichtigung der Kraftumlagerung in den Seilen in diesem Fall also eine konservative Abschätzung dar. Sofern die Verformungen relevant sind, liegt man mit der Näherung in der Regel jedoch auf der unsicheren Seite. Je nach System kann die Abweichung der Verschiebungen auch deutlich höher als bei diesem Beispiel sein.

6 Zusammenfassung

Zunächst wurde für einen Einmassenschwinger mit konstanter äußerer Krafteinwirkung der Unterschied zwischen der GL und der GN Berechnung beschrieben. Hierbei zeigt sich, dass die äußere Last nur bei der GN Analyse im Steifigkeitsterm mit enthalten ist. Anschließend wurden drei Beispiele aus der Baupraxis vorgestellt, bei denen das dynamische Strukturverhalten zu untersuchen war und bei denen die üblichen Vereinfachungen einer GL Berechnung nicht zielführend waren. Im Rahmen einer Erdbebenuntersuchung an der Köln Mülheimer Hängeseilbrücke mit dem Antwortspektrenverfahren mussten die relevanten Eigenmoden ermittelt werden. Der maßgebende pendelartige Eigenmode in Brückenlängsrichtung kann dabei nur mithilfe der GN Analyse ermittelt werden, da die Rückstellkräfte bei der Auslenkung des Brückenträgers ansonsten nicht berücksichtigt werden und das System dann keine Steifigkeit aufweist. Durch Reduzierung des komplexen Systems auf ein einfaches Pendel konnte die Eigenperiode sehr gut mit einer Handrechnung ermittelt werden. Die Anregung durch Erdbeben in dieser Richtung ist sehr gering, da die Eigenperiode dieser pendelartigen Schwingung sehr hoch ist. Die denkmalgeschützte Schwarzwaldhalle in Karlsruhe wird seit einigen Jahren von der Materialprüfungsanstalt des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) messtechnisch überwacht. Zur Optimierung der Überwachung und zur besseren Beurteilung der Messergebnisse wurde ein Rechenmodell des Tragwerks mit sattelartigem Schalendach erstellt, mit dem die Auswirkungen von Schädigungen ermittelt werden können. Zur Kontrolle des Modells wurden die Eigenmoden ermittelt und mit Schwingungsmessungen am Dach verglichen. Da das freitragende Dach analog zu der Membran einer Trommel unter Zug steht, konnte auch hier erst unter Berücksichtigung GN Effekte eine gute

Übereinstimmung erzielt werden. Auch wenn sich dieses System nicht auf ein einfaches Grundsystem reduzieren lässt, konnte mit einer einfachen Näherungsrechnung festgestellt werden, dass GN Effekte eine nicht vernachlässigbare Rolle spielen.

Im dritten Beispiel wurde ein Mast mit Seilabspannung unter Erdbebeneinwirkung untersucht, bei dem während der Anregung die Vorspannung in einzelnen Seilen ausfällt. Da sich das System während der dynamischen Anregung laufend ändert, kann die korrekte Lösung nur mithilfe einer GN Zeitverlaufsrechnung erfasst werden. Es hat sich jedoch gezeigt, dass die Schnittgrößen bei dem untersuchten System näherungsweise dennoch mit einer modalen Analyse und dem Antwortspektrenverfahren ermittelt werden können, wenn das Ergebnis für die Seilkräfte entsprechend modifiziert wird. Die Steifigkeit des Systems wird bei der modalen Analyse überschätzt, weshalb die Beschleunigungen bei Anregung durch Erdbeben überschätzt und die Verformungen unterschätzt werden.

Literatur

- [1] Magnus, K.; Popp, K.; Sextro, W.: Schwingungen – Eine Einführung in die physikalischen Grundlagen und die theoretische Behandlung von Schwingungsproblemen. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden 2008.
- [2] Wriggers, P.: Nichtlineare Finite Element Methoden. Springer Verlag Berlin 2001.
- [3] Wang, PH.: Statische und dynamische Untersuchungen geometrisch nichtlinearer Tragwerke nach der Finite-Elemente-Methode mit Anwendung auf Seilkonstruktionen. Mitteilung Nr. 78–7 der Ruhr Universität Bochum 1978.
- [4] Merz, B.; Apel, H.: Risiken durch Naturgefahren in Deutschland – Abschlussbericht des BMBF-Verbundprojektes Deutsches Forschungsnetz Naturkatastrophen, GeoForschungsZentrum Potsdam, 21. Juni 2004.
- [5] Schäßler, K.: Die neue Rheinbrücke Köln Mülheim. Der Stahlbau, Band 20, Heft 12, 1951.
- [6] Dischinger, F.: Schalen- und Rippenkuppeln. Handbuch für den Eisenbetonbau. Ernst & Sohn Verlag Berlin, 1928.
- [7] Sobek, W.; Kobler, M.: Form und Gestaltung von Betonschalen. Betonkalender 2007, Teil 2, Ernst & Sohn Verlag Berlin, 2007.
- [8] Palkowsky, P.: Statik der Seilkonstruktionen – Theorie und Zahlenbeispiele. Springer-Verlag Berlin 1989.
- [9] Zerna, W.: Seilkonstruktionen – Zum dynamischen Verhalten von Seilnetzkonstruktionen – Praktischer Entwurf ebener Teilwerke. Heft 24 der Ruhr Universität Bochum, 1975.
- [10] ABAQUS Version 6.11–1, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, 2003.
- [11] DIN 4149 (04–2005): Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten
- [12] DIN EN 1998–1 (12–2010): Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.

Pushover-Analyse unter Berücksichtigung des Baugrunds

S. Commend

1 Einführung

In der Regel werden Gebäude für statische Belastungen bemessen. Die Pushover-Analyse hat zum Ziel, deren Fähigkeit, einer horizontalen seismischen Einwirkung zu widerstehen, abzuschätzen. Bei der klassischen Pushover-Analyse wird die Annahme getroffen, dass das Gebäude auf einer starren Fundation ruht. Dabei stellt sich die Frage, inwiefern diese Annahme eine Einschränkung darstellt oder ob sie eventuell fallengelassen werden kann. Diese Fragestellungen stehen im Zentrum des Interesses mehrerer Forschungsteams [1] und werden in diesem Aufsatz näher besprochen.

Man betrachte das in **Bild 1** dargestellte Tragwerk-Fundation-Baugrund-System. Der erste Schritt der Pushover-Methode besteht darin, eine horizontale Kraftverteilung (hier linear, kann aber auch uniform sein oder einer Eigenform entsprechen) auf das Tragwerk aufzubringen und kontinuierlich zu erhöhen, wobei hier mit dem Begriff „Tragwerk“ nur der Stahlbetonrahmen ohne Fundation und Baugrund bezeichnet wird. Die Verschiebung in einem Kontrollpunkt wird in der Pushover-Kurve gegen die Querkraft an der Basis aufgezeichnet. Bei der klassischen Pushover-Vorgehensweise ohne Baugrund führt die Erhöhung der externen Kraft zu einem Ansteigen des Biegemoments an der Basis, bis zum Erreichen eines dem plastischen Moment im Tragwerk entsprechenden Plateaus (rote Linie, elastisch perfekt-plastisch). Betrachten wir das Tragwerk-Fundation-Baugrund-System, so gibt die Fundation das Biegemoment an der Basis an den Baugrund weiter, und zwei Situationen sind möglich:

- entweder ist das plastische Moment des Baugrundes größer, als dasjenige des Tragwerks (gepunktete grüne Linie): in diesem Fall ist die Antwort des Tragwerk-Fundation-Baugrund-Systems ähnlich der Antwort des Tragwerks mit starrem Fundament,
- oder die Bodenkennwerte (oder die Fundationsabmessungen) sind derart, dass das plastische Moment des Baugrundes kleiner ist als dasjenige des Tragwerks. In diesem Fall ist die Antwort des Tragwerk-Fundation-Baugrund-Systems durch das Verhalten des Bodens begrenzt, was zu Kippen (und/oder Gleiten) führt, und somit das plastische Biegemoment an der Basis des Tragwerks nicht erreicht wird.

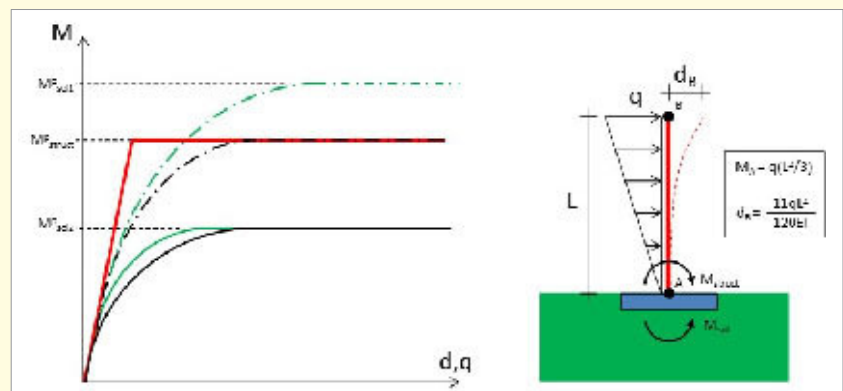


Bild 1. Moment-Verschiebungskurve eines Tragwerk-Fundation-Baugrund-Systems.

Die Verformung des Bodens beeinflusst offensichtlich die Form der Kraft-Verschiebungskurve. Die Grundschwingform kann eine starre Rotation des Tragwerks, möglicherweise auch eine Verschiebung beinhalten. Die Grundschwingzeit T des Systems wird größer und der Duktilitätsbedarf damit reduziert. Der Einfluss auf die Kapazitätskurve, und insbesondere auf die maximale horizontale Kraft, kann dabei stark variieren, von vernachlässigbar bis signifikant. Die klassische Pushover-Methode selbst bleibt aber gültig, zumindest für Flachgründungen.

2 Validierung

2.1 Berechnungen nur mit Tragwerk

Die Pushover-Methode wird hier angewandt, um eine seismische Beurteilung eines zweidimensionalen Stahlbetonrahmens durchzuführen. Die Resultate werden mit einer Zeitverlaufsanalyse als Referenzlösung verglichen. **Bild 2** zeigt links das untersuchte Stahlbetongebäude [1] und rechts das entsprechende ZSOIL-Modell [2]. Das elastische Antwortspektrum entspricht jenem nach Eurocode 8 mit Baugrundklasse C, $\gamma_f = 1,0$, 5 % Dämpfung und horizontale Bodenbeschleunigung $a_g = 0,15 g$.

Für die Zeitverlaufsanalyse wird mithilfe eines Computerprogramms [3] ein mit dem elastischen Antwortspektrum kompatibler Beschleunigungsverlauf generiert. Ausgehend von einem Ausgangszustand, der Eigengewicht und permanente Lasten berücksichtigt, wird die dem Erdbeben entsprechende Beschleunigung in relativer Form (durch Beschleunigung des Bezugssystems) auf das nichtlineare Tragwerk angesetzt. Das Modell beinhaltet zur Steifigkeit proportionale Rayleigh-Dämpfung (5 % für 2 Hz).

Der Verlauf der Verschiebung eines Knotens im obersten Geschoss infolge Erdbebanregung variiert zwischen $-2,5 \text{ cm}$ und $+4,0 \text{ cm}$, während die Biegemomente bei den Einspannungen unten im Bereich von $+113 \text{ kNm}$ bis -109 kNm variieren. Anschließend an die Zeitverlaufsanalyse wird die Pushover-Analyse durchgeführt und durch Vergleich der Bedarfs- und Angebotskurven die Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers berechnet: $d_t^* = 5,1 \text{ cm}$ (**Bild 3**). Die maximale Verschiebung des obersten Stockwerks beträgt $6,1 \text{ cm}$ und das maximale Biegemoment $+101 \text{ kNm}$.

Dr. Stéphane Commend

GeoMod ingénieurs conseils SA
1007 Lausanne, Schweiz

Übersetzung:

Dr. Matthias Preisig

GeoMod ingénieurs conseils SA
1007 Lausanne, Schweiz

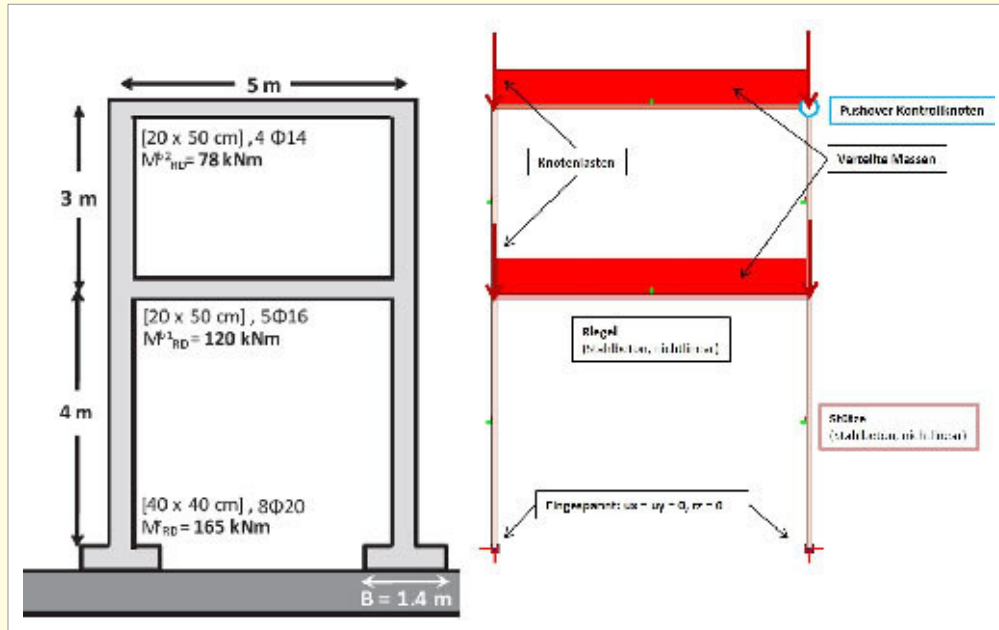


Bild 2. 2D-Stahlbetonrahmen: Geometrie (links) und FE-Modell (rechts).

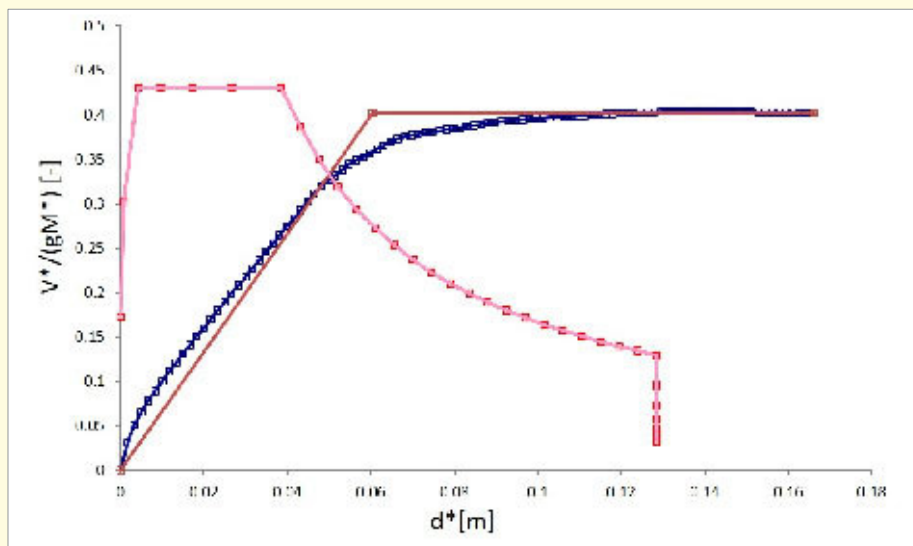


Bild 3. Originalkapazitätskurve (blau), bilineare Kapazitätskurve (braun) und Antwortspektrum (rot) für Pushover-Analyse ohne Berücksichtigung des Baugrundes.

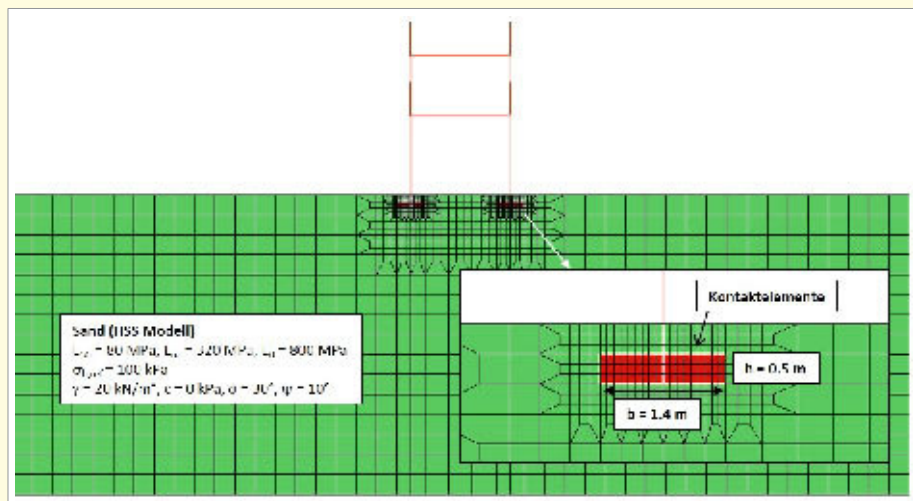


Bild 4. Finite-Elemente-Netz für Pushover-Analyse mit Berücksichtigung des Baugrundes.

2.2 Berücksichtigung des Baugrundes

Wir betrachten nun das gleiche Gebäude, diesmal aber mit einer 15 m mächtigen Bodenschicht (Bild 4, in grün), die durch das „Hardening-Soil Small-strain“ Stoffgesetz modelliert wird [4], [5]. Die Betonfundamente (in rot) der unteren Stützen sind 0,5 m hoch und 1,4 m breit. Zwischen Boden und Fundament sind Coulomb-Kontaktlemente mit $c = 0$ und $\phi = 20^\circ$ eingefügt. Die Pushover-Analyse ergibt eine obere Stockwerksauslenkung von 7,6 cm. Das entsprechende, maximale Biegemoment ist +64 kNm. Die Reduktion des Biegemoments im Vergleich zum Fall mit starrem Fundament ist signifikant. Der Großteil der Verformung entspricht einer Starrkörperbewegung aufgrund von Bodenverformung und Kippen der Fundamente. Aus diesem Grund bleibt das Biegemoment klein. Betrachten wir nun ein 50 cm dickes, steifes Fundament, das die beiden unteren Stützen verbindet, dann ergibt die Analyse eine Auslenkung von 7,5 cm und ein maximales Biegemoment von +95 kNm.

Die Reduktion des Biegemoments im Vergleich zum Fall mit starrem Fundament ist signifikant. Der Großteil der Verformung entspricht einer Starrkörperbewegung aufgrund von Bodenverformung und Kippen der Fundamente. Aus diesem Grund bleibt das Biegemoment klein. Betrachten wir nun ein 50 cm dickes, steifes Fundament, das die beiden unteren Stützen verbindet, dann ergibt die Analyse eine Auslenkung von 7,5 cm und ein maximales Biegemoment von +95 kNm.

3 Fallstudie: fünfstöckiges Gebäude

In Bild 5 ist das fünfstöckige Stahlbetongebäude dargestellt, das als Beispiel in der SIA Dokumentation [6] enthalten ist. Wir beschränken uns hierbei auf die zweidimensionale Untersuchung des Rahmens B. Die klassische Pushover-Analyse mit einem Antwortspektrum für Baugrundklasse C, Bauwerksklasse BWK I ($\gamma_f = 1,0$), 5% Dämpfung und horizontale Bodenbeschleunigung $a_g = 0,16g$ ergibt eine Dachauslenkung von 8,8 cm und ein maximales Biegemoment von +483 kNm.

Bild 5 zeigt, dass das Gebäude über relativ große Fundamente verfügt. Die erste Pushover-Analyse unter Berücksichtigung des Baugrundes wird mit einem 1 m dicken Fundament durchgeführt. Die Dachauslenkung beträgt 11,2 cm (Bild 6, links), und das entsprechende Biegemoment erreicht einen Wert von +482 kNm. Ersetzen wir nun dieses große Fundament durch isolierte Sohlen von

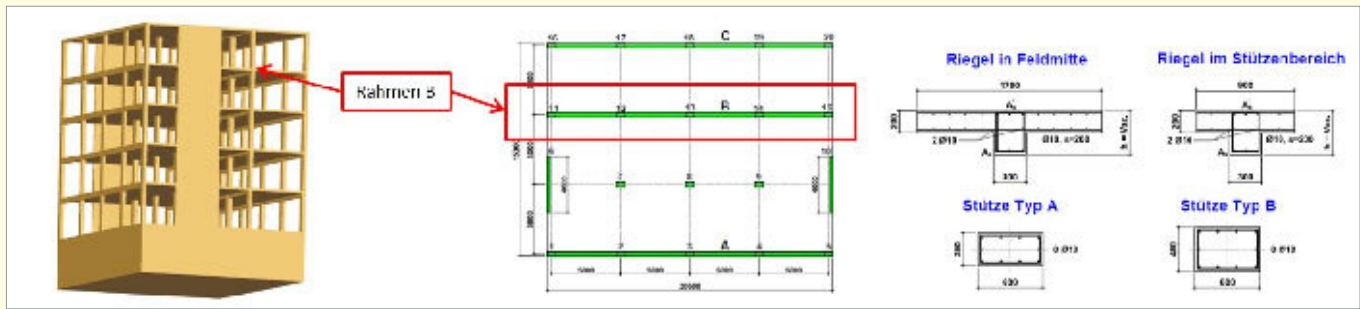


Bild 5. Fünfstöckiges Stahlbetongebäude: Geometrie und Querschnitte [6].

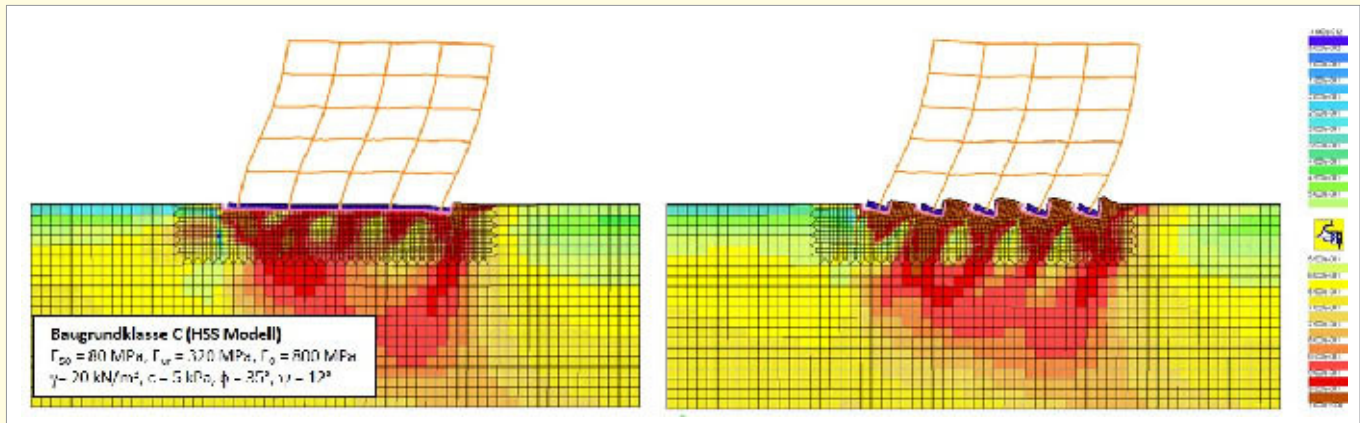


Bild 6. 2D-Stahlbetonrahmen B des fünfstöckigen Gebäudes mit grosser (links) oder isolierten (rechts) Fundation: Spannungsniveaus bei maximaler Auslenkung auf verformtem Netz (50fach vergrößert).

Tabelle 1. Pushover-Analysen des 2D-Stahlbetonrahmens und des fünfstöckigen Gebäudes (Rahmen B): Zusammenfassung der Resultate.

	2D-Stahlbetonrahmen		2D fünfstöckiges Gebäude aus Stahlbeton, Rahmen B	
	d_t	$ M \text{ max } (d_t)$	d_t	$ M \text{ max } (d_t)$
	[cm]	[kNm]	[cm]	[kNm]
Ohne Boden	6,1	101	8,8	483
Mit Boden, Flachgründig „gross“	7,5	95	11,2	482
Mit Boden, Flachgründig „klein“	7,6	64	12,2	340

50 cm Dicke und 2 m Breite, dann ergibt die Pushover-Analyse eine Dachauslenkung von 12.2 cm (Bild 6, rechts) und ein maximales Biegemoment von lediglich + 340 kNm.

Tabelle 1 vergleicht die wesentlichen Resultate für die untersuchten drei Varianten der beiden Stahlbetonrahmengebäude. Dank der Berücksichtigung des Baugrundes nehmen die Beanspruchungen der Stahlbetonrahmen jeweils ab, während die Verschiebungen zunehmen. Die Nachgiebigkeit des Baugrundes bewirkt eine globale Verdrehung der Stahlbetonrahmen, ein sogenanntes „Rocking“, und in der Folge eine Reduktion der Sehnverdrrehung und der Biegemomente der einzelnen Elemente der Rahmen.

4 Schlussfolgerungen

Das Ziel dieses Aufsatzes liegt im Aufzeigen des Einflusses des Baugrundes bei Pushover-Analysen von Gebäuden. Für Oberflächenfundationen ergeben sich folgende Feststellungen (Tabelle 1):

- Steht das Gebäude auf einer steifen Platte (oder auf steifem Boden), dann führt die Pushover-Analyse unter Berücksichtigung des Baugrundes zu Schnittkräften und Krümmungen ähnlich dem Fall mit starrem Fundament.
- Steht das Gebäude auf isolierten Sohlen und/oder ist der Baugrund weich, dann ist die Berücksichtigung des Baugrundes unerlässlich.

Es ist geplant, die Untersuchungen auf Gebäude und Brücken mit tiefen Fundationen auszuweiten.

Literatur

- [1] *Maugeri, M.; Soccodato, C.* (Editors): 2nd int. conf. on performance-based seismic design in earthquake geotechnical engineering. Technical Report from proceedings, Patron, Bologna. (2012)
- [2] ZSOIL user manual (2014) Elmeppress.
- [3] *Sabetta, F.; Pugliese, A.*: Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. In: Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 86 (1996), Iss. 2, pp. 337–352.
- [4] *Commend, S.; Zimmermann Th.*: Static pushover analysis, part II: taking soil into account. Technical Report ZSoil.PC 140101, Zace Services Ltd. (2014)
- [5] *Obrzud, R.; Truty, A.*: The hardening soil model – a practical guidebook. Technical Report ZSoil.PC 100701, Zace Services Ltd. (2012)
- [6] *Dazio A. and Wenk T.*: Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, documentation SIA D 0211. (2005)

Die 14. D-A-CH-Tagung mit dem Titel „Erdbeben und bestehende Bauten“ findet am Donnerstag 20. und Freitag 21. August 2015 im Auditorium Maximum im Hauptgebäude der ETH Zürich statt. Auf der Tagung wird der aktuelle Wissenstand zur Erdbebenproblematik bei bestehenden Bauten umfassend und praxisnah dargestellt. Die Themenschwerpunkte und die Tagungsbeiträge sind nachfolgendem Programm zu entnehmen.

Donnerstag, 20. August 2015 13 – 18 Uhr

Erdbebenrisiko

- Jamali, N.; Közl, E.; Duvernay, B.: Seismische Risikoanalyse der typischen Schweizer Gebäude
- Michel, C.; Fäh, D., Lestuzzi, P.; Hannewald, P.; Husen, S.: Detaillierte Erdbeben-Schadensszenarien für die Schulgebäude im Kanton Basel Stadt
- Beinersdorf, S.; Golbs, C.; Kaufmann, C.; Schwarz, J.: Simulation von Erdbebenbibliotheken für risikoorientierte und verhaltensbasierte Bemessungskonzepte
- Adam, C.; Tsantaki, S.; Kampenhuber, D.: Ein effizientes Intensitätsmaß zur Reduktion der Streuung der seismischen Kollapskapazität zufolge unterschiedlicher Erdbebenschriebe

Erdbebengefährdung und Geotechnik

- Duvernay, B.: Richtlinie zur Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken an Verkehrswegen
- Renault, Ph.: PEGASOS Refinement Project: Eine verfeinerte Erdbebengefährdungsbeurteilung für Schweizer Kernkraftwerke
- Schepers, W.; Savidis, S. A.: Setzungen von Gebäuden durch Bodenverflüssigung
- Steinhauser, P.; Steinhauser, W.: Der Einfluss bau- und geodynamischer Faktoren auf Erschütterungsprognosen bei Bestandsbauten
- Weber, T. M.; Laue, J.; Keller, L.: Seismische Standortanalyse des Ambassador House Opfikon – Standortsspezifische Bestimmung der Erdbebenanregung als Bemessungsgrundlage von Ertüchtigungsmassnahmen
- Keller, L.; Weber, T. M.: Geophysikalische In-situ-Bestimmung der Eingangsparameter in die seismischen Standortanalysen am Beispiel des Ambassador House Opfikon

Infrastrukturbauten

- Heunert, S.: Erdbebenschutz bei der Bahninfrastruktur in der Schweiz
- Somaini, D.; Wenk, T.; Fischer, H.; Heunert, S.: Dreistufiges Erdbebenüberprüfungsverfahren für Eisenbahnbrücken
- Ralbovsky, M.; Kwapisz, M.; Morga, M.; Flesch, R.: Verhalten von Betonpfeilern mehrfeldriger Brücken im Erdbebenfall und Vergleich der Ergebnisse unterschiedlicher Berechnungsmethoden
- Wenk, T.: Die neue Norm SIA 269/8 Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben

Freitag, 21. August 2015 9 – 16 Uhr

Mauerwerk

- Penna, A.: Analysis Issues in Seismic Assessment of Existing Masonry Buildings (*Invited Keynote Lecture*)
- Kubalski, T.; Butenweg, C.: Ausfachungsmauerwerk unter kombinierter seismischer Beanspruchung

- Schwarz, J.; Langhammer, T.; Leipold, M.: Digitales Mauerwerk – Erfahrungsbasierte Bewertungskonzepte und Risikoanalysen (DIMEBRA)
- Lestuzzi, P.; D'Urso, F.; Mittaz, X.; Vogt, R.; Berweger, A.; Lattion, E.; Wäfler, B.; Villiger, S.; Mondet, Y.; Jamali, N.; Közl, E.: Nachweismethoden für das „Out-of-plane“ Versagen von Mauerwerk bei Erdbeben: Vergleiche und Hinweise zur Anwendung bei der Überprüfung bestehender Bauten in der Praxis
- Beyer, K.; Petry, S.; Tondelli, M.; Vanin, F.: Veformungsvermögen von modernen Mauerwerksbauten

Gebäude

- Braune, F.: Inventar der Erdbebensicherheit der Bauten und Anlagen der Schweizer Bundesverwaltung – Analyse, Fazit und Empfehlungen
- Brusatti, W.: „Wasser predigen und Wein trinken.“ Behandlung des Hausbestandes zufolge Normbeben. Theorie, Praxis und tatsächliche Gefährdung.
- Stefanoudakis, D.: Aussteifungsvermögen von bestehenden Holzdecken in Wiener Gründerzeithäusern im Lastfall Erdbeben
- Hannewald, P.: Erdbebenüberprüfung und -ertüchtigung eines historischen Mauerwerksgebäudes
- Lattion, E.: Erdbebenüberprüfung und -ertüchtigung eines Mauerwerksgebäudes aus den 1950er-Jahren
- Tanks, Rohrleitungen und Spezialbauwerke**
- Rosin, J.; Hennebühl, B.; Butenweg, C.: Globale Stabilitätsanalysen zylindrischer, seismisch belasteter Tanks auf numerischer Grundlage
- Michel, Ph.; Zilligen, H.; Mykoniou, K.; Rosin, J.; Butenweg, C.: Seismisches Verhalten pfahlgegründeter Tankbauwerke
- Butenweg, C.; Schmitt, T.: Seismische Einwirkungen auf erdverlegte Rohrleitungssysteme
- Kerkhof, K.; Dwenger, F.; Birtel, V.; Fröhlich T.: Einfluss von Halterungsbedingungen auf das Tragverhalten von Rohrleitungen beim Lastfall Erdbeben
- Tsiavos, A. D.; Mackie, K. R.; Stojadinovic, B. I.: R_T - M - T_N -Beziehungen für seismisch isolierte Strukturen
- Malla, S.: Erdbebenertüchtigung der Illsee-Bogen-Gewichtsstaumauer
- Billmaier, M.; Szczesiak, T.; Zwicky, P.: Nichtlineare Interaktion: Brückenkran in Reaktorgebäude unter seismischer Einwirkung

Anmeldung

Das Anmeldeformular steht im Internet unter www.sgeb.ch/veranstaltungen/dach_15/dach.html bereit.
Wir bitten um Anmeldung bis zum 10. August 2015.

Tagungsbeiträge

Mitglieder DGEb, OGE, SGEb, FBH	CHF 300.-
Andere Teilnehmer	CHF 400.-
Studierende	CHF 100.-
Abendessen	CHF 60.-

Informationen

SGEB-Sekretariat, Frau Natalie Ammann, Postfach 212, CH-8093 Zürich, info@sgeb.ch, Tel. +41 44 633 30 33 (Mo und Do)

Organisationskomitee

Die 14. D-A-CH-Tagung wird von der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) organisiert. Dem Organisationskomitee gehören an: K. Beyer (Leitung), D. Fäh, B. Stojadinovic und T. Wenk.