

Erdbebensicherung von Bauwerken I

Folienkopien FS 2011



Dr. Thomas Wenk

Zürich, 21. Februar 2011

Vorlesungs- und Übungsplan FS 2011

Erdbebensicherung von Bauwerken I

Woche	Datum	Vorlesung	Übung
1	21.2.2011	1. Einleitung	
2	28.2.2011	2. Seismologische Grundlagen	
3	7.3.2011	3. Bemessungsbeben, Tragwiderstand und Duktilität	Ü1: Seismologische Grundlagen, Bemessungsbeben
4	14.3.2011	3. Bemessungsbeben, Tragwiderstand und Duktilität	
5	21.3.2011	4. Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten	
6	28.3.2011	4. Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten	
7	4.4.2011		Ü2: Erdbebeneinwirkung, erdbebengerechter Entwurf
8	11.4.2011	<i>Sechseläuten</i>	
9	18.4.2011	5. Berechnungsverfahren	
10	25.4.2011	<i>Ostermontag</i>	
11	2.5.2011	6. Berechnung von Hochbauten	
12	9.5.2011	7. Bemessung und konstruktive Durchbildung von Hochbauten	Ü3: Kapazitätsbemessung einer Stahlbetontragwand
13	16.5.2011	7. Bemessung und konstruktive Durchbildung von Hochbauten	
14	23.5.2011	8. Bestehende Gebäude	
15	30.5.2011	9. Seismische Isolierung	

Inhaltsverzeichnis

Erdbebensicherung von Bauwerken I

1. Einleitung	4
2. Seismologische Grundlagen.....	26
3. Bemessungsbeben, Tragwiderstand und Duktilität.....	49
4. Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten.....	94
5. Berechnungsverfahren.....	140
6. Berechnung von Hochbauten	181
7. Bemessung und konstruktive Durchbildung von Hochbauten	201
8. Bestehende Gebäude.....	239
9. Seismische Isolierung.....	282

Erdbebensicherung von Bauwerken I

1. Einführung in das Erdbebeningenieurwesen

Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Erdbebensicherung von Bauwerken I

Zielsetzung

- **Allgemeines Verständnis für Erdbebenphänomene**
- **Beherrschen der Grundzüge der Erdbebensicherung von neuen Gebäuden**
 - Erdbebengerechter Entwurf
 - Berechnung, Bemessung und konstruktive Gestaltung
 - Methode der Kapazitätsbemessung

Abgrenzung

- **Nur eine Einführung in das sehr weit entwickelte Gebiet des Erdbebeningenieurwesens:**
 - Grundlagen für Bearbeitung einfacher Aufgaben in der Schweiz und im Ausland
 - Hinweise auf weiterführende Literatur für Bearbeitung anspruchsvoller Spezialaufgaben
 - primär auf neue Tragwerke mit Stahlbetontragwänden ausgerichtet
 - Problematik der bestehenden Bauten wird zum Schluss kurz gestreift.

Themen des Erdbebeningenieurwesens

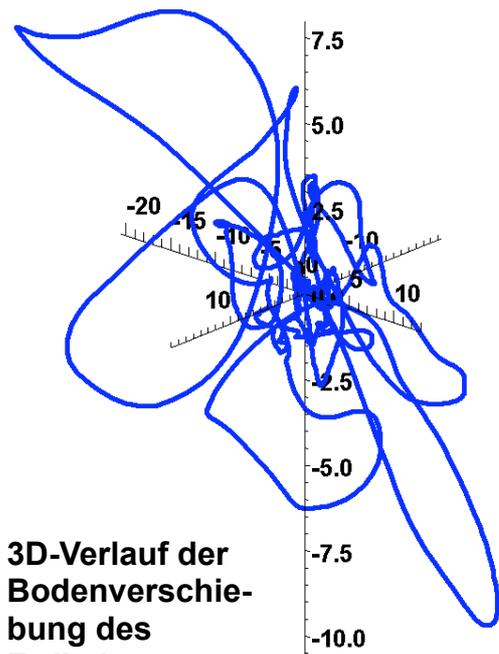
- **Ingenieurseismologie**
 - Ursachen von Erdbeben, Erdbebenskalen, Erdbebenwellen, Erdbebengefährdung, Zonenkarten
- **Bodendynamik**
 - Schwingungsverhalten des Bodens, Boden-Bauwerk-Interaktion, lokaler Standorteinfluss, Bodenverflüssigung
- **Tragwerksdynamik**
 - Linear-elastisches und nichtlinear-plastisches Schwingungsverhalten von Tragwerken
- **Erdbebensicherung neuer Bauwerke**
 - Erdbebengerechter Entwurf, Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung von:
 - Gebäude, Brücken
 - Spezialbauwerken wie Staumauern, Kraftwerke, Behälter
 - Anlagen, Versorgungsnetzen
- **Erdbebensicherung bestehender Bauwerke**
 - Erdbebengerechte Veränderung von Tragwiderstand, Duktilität, Steifigkeit und Dämpfung durch geeignete Massnahmen

Vorlesungsunterlagen und empfohlene Literatur

- **Vorlesungsunterlagen:**
 - Folienkopien
 - Übungen
 - Übungsbestimmungen
 - Verfügbar in der „Lehr-Dokumentenablage“, die via myStudies leicht gefunden werden kann.
- **Empfohlene Literatur:**
 - Bachmann H.: Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser-Verlag, 2002.
 - Chopra A.K.: Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd Edition, Prentice Hall, 2007.
 - Paulay T., Priestley M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley, 1992.
 - Weidmann M.: Erdbeben in der Schweiz, Verlag Desertina, 2002.
 - **SIA-Dokumentationen:**
 - D 0171 Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetonwänden
 - D 0211 Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben - Einführung in das Merkblatt SIA 2018
 - D 0237 Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben

Was sind Erdbeben?

- Erdbeben sind Brüche in der Erdkruste.
- Erdbeben bewirken rasche horizontale und vertikale Bodenbewegungen von kurzer Dauer:
 - Bodenbeschleunigungen von wenigen % g bis ca. 2 g
 - Bodenverschiebungen von wenigen mm bis wenigen dm
- Bauwerke sind primär auf Schwerelasten ausgelegt (vertikale Beschleunigung von 1 bis 2 g).
- Ohne Erdbebenbemessung können Bauwerke keine nennenswerten horizontalen Beschleunigungen aufnehmen.



3D-Verlauf der Bodenverschiebung des Erdbebens von Kobe 1995 in cm [Dazio 2008]

Was passiert während eines Erdbebens?



Im Fernsehstudio der NHK während des Erdbebens von Kobe 1995 ($M_w = 6,9$)

Was passiert während eines Erdbebens?



Im 12. Stock eines Hotels in Valdivia in Chile während des Centro-Sur-Erdbebens vom 27.2.2010 ($M_w = 8,8$) [[www.youtube.com „videosviajeros“](http://www.youtube.com/„videosviajeros“)]

Auswirkungen von Erdbeben

Erdbeben selbst sind meist ungefährlich, jedoch können ihre Auswirkungen auf die natürliche und insbesondere auf die gebaute Umwelt katastrophal sein:

Direkte Auswirkungen

- Felsstürze, Erdbeben, Setzungen, Bodenverflüssigung, Spreizbruch (Lateral Spreading)
- Flutwellen (Tsunamis, Seiches)
- Schäden und Einstürze von Bauwerken

Folgewirkungen

- Explosionen, Brände, Überschwemmungen durch geborstene Leitungen Vergiftungen durch ausströmende Stoffe
- Umweltschädigungen
- Ökonomische und soziale Auswirkungen

Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Felssturz

Felssturz beim Wenchuan-Erdbeben in China 2008



Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Erdrutsch

Erdrutsch beim Wenchuan-Erdbeben in China 2008



Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Setzungen

Kobe-Erdbeben in Japan 1995



Bild: T. Wenk

Thomas Wenk

11

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Bodenverflüssigung



Bild: T. Wenk

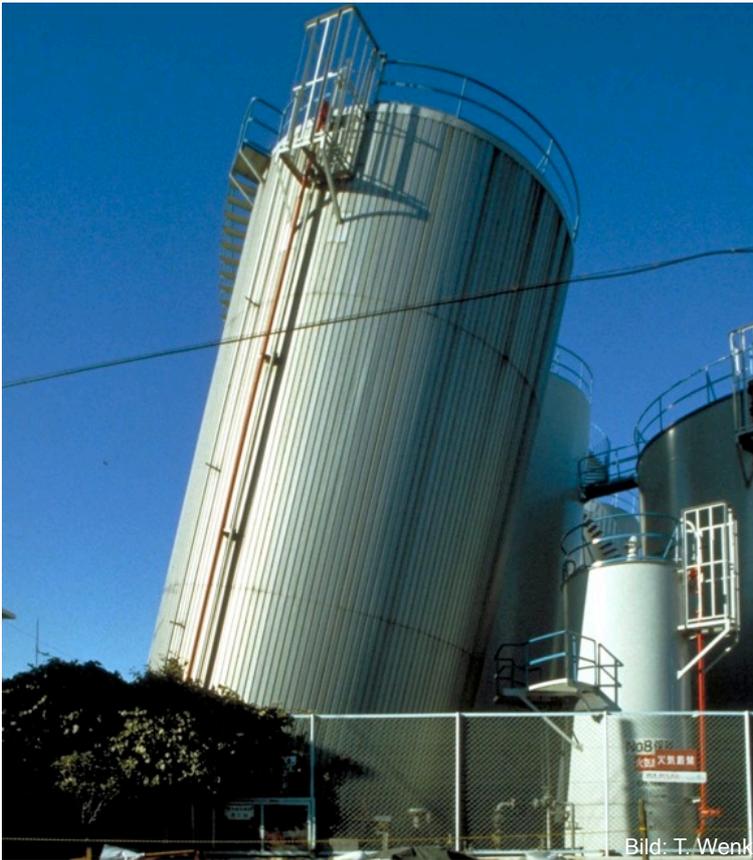
Chi-Chi-Erdbeben in Taiwan 1999

Thomas Wenk

12

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Bodenverflüssigung



**Kobe-
Erdbeben in
Japan 1995**

Thomas Wenk

13

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Spreizbruch (Lateral Spreading)



Bild: T. Wenk

Thomas Wenk

14

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Flutwellen (Tsunami)

Ferienort Dichato, Erdbeben von Chile 2010



Bild: T. Wenk

Thomas Wenk

15

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich



Bild: T. Wenk

Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Schäden an Gebäuden

Für Erdbebenbeanspruchung typische X-Risse in Mauerwerksgebäude in L'Aquila, Italien 2009

Thomas Wenk

16

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Einsturz von Gebäuden

Concepción, Erdbeben von Chile 2010



Bild: T. Wenk

Thomas Wenk

17

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Direkte Auswirkungen von Erdbeben: Einsturz von Brücken

Erdbeben von Chile 2010



Bild: T. Wenk

Thomas Wenk

18

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Folgewirkungen von Erdbeben: Brände



**Kobe-
Erdbeben in
Japan 1995**

Thomas Wenk

19

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Folgewirkungen von Erdbeben: Umweltschädigungen

Kobe-Erdbeben in Japan 1995



Bild: T. Wenk

Thomas Wenk

20

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich



Bild: T. Wenk

Folgewirkungen von Erdbeben: ökonomische Auswirkungen

Kobe-Erdbeben in Japan 1995

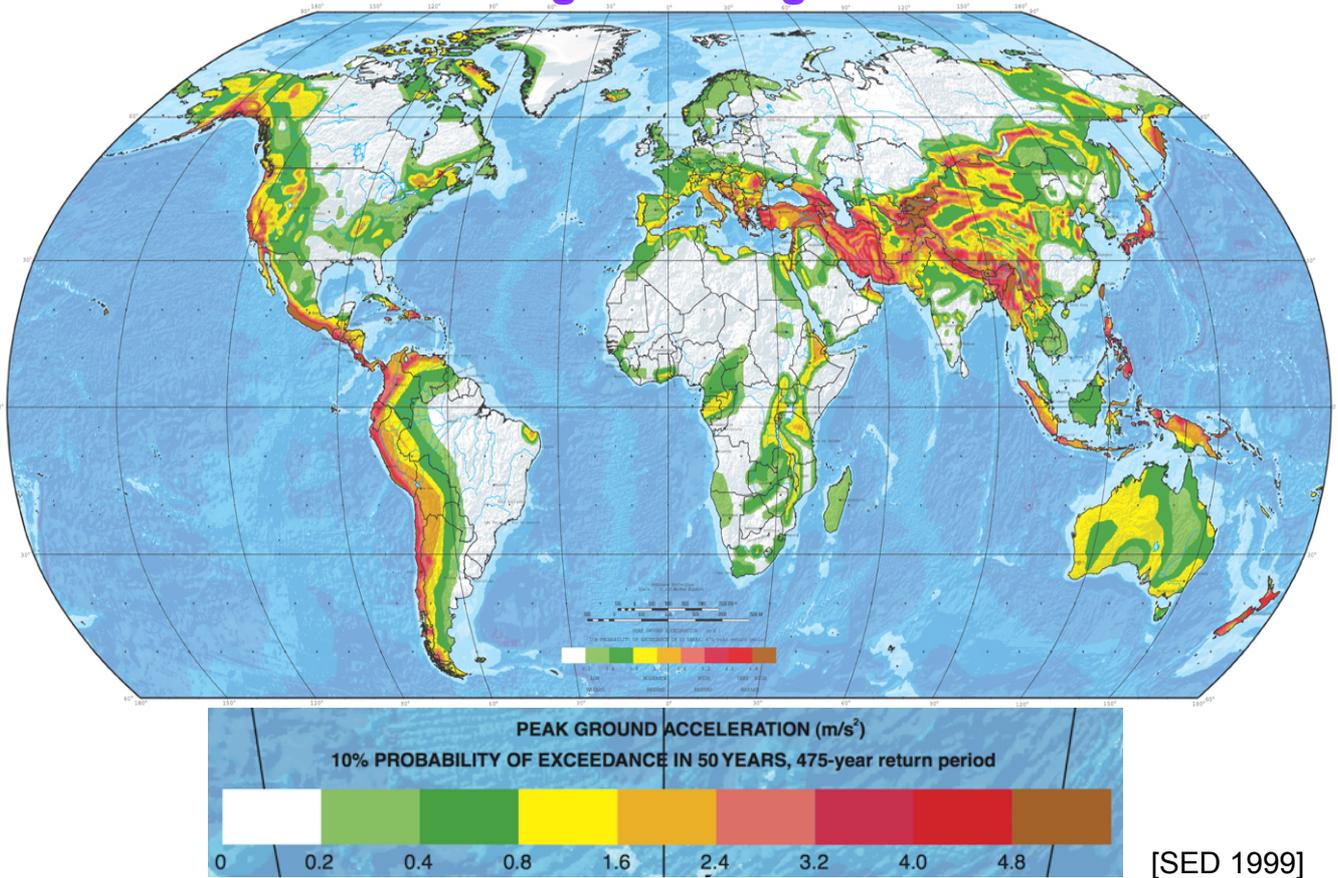
Folgewirkungen von Erdbeben: soziale Auswirkungen

Zeltstadt nach dem Erdbeben in L'Aquila, Italien 2009



Bild: T. Wenk

Erdbebengefährdung weltweit

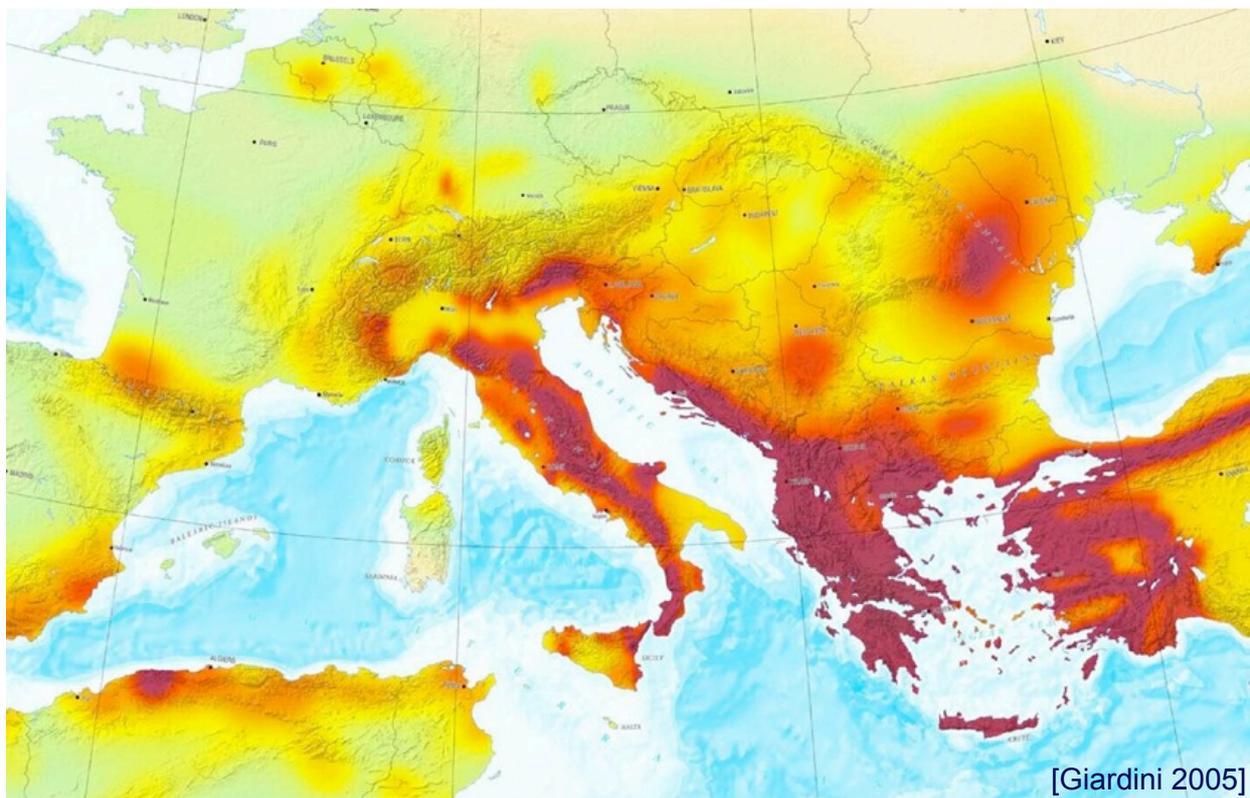


Thomas Wenk

23

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Erdbebengefährdung in Europa

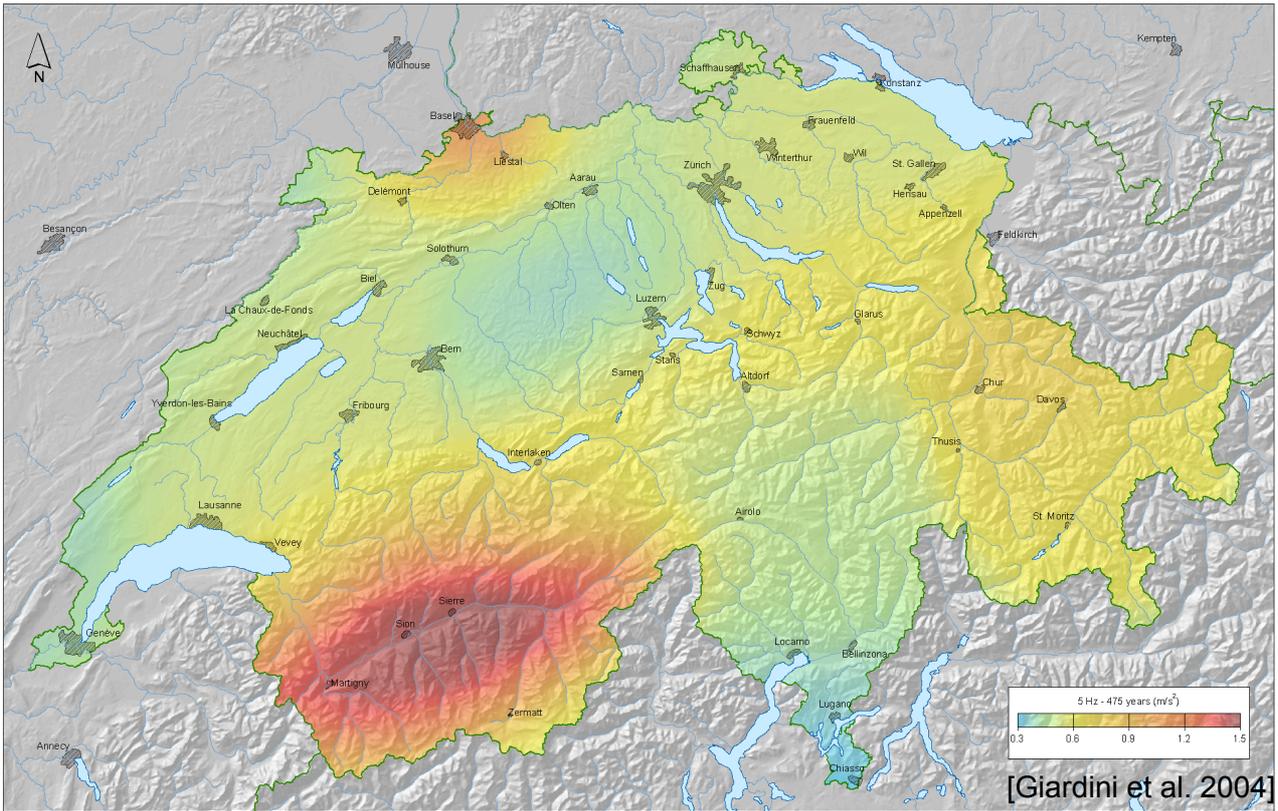


Thomas Wenk

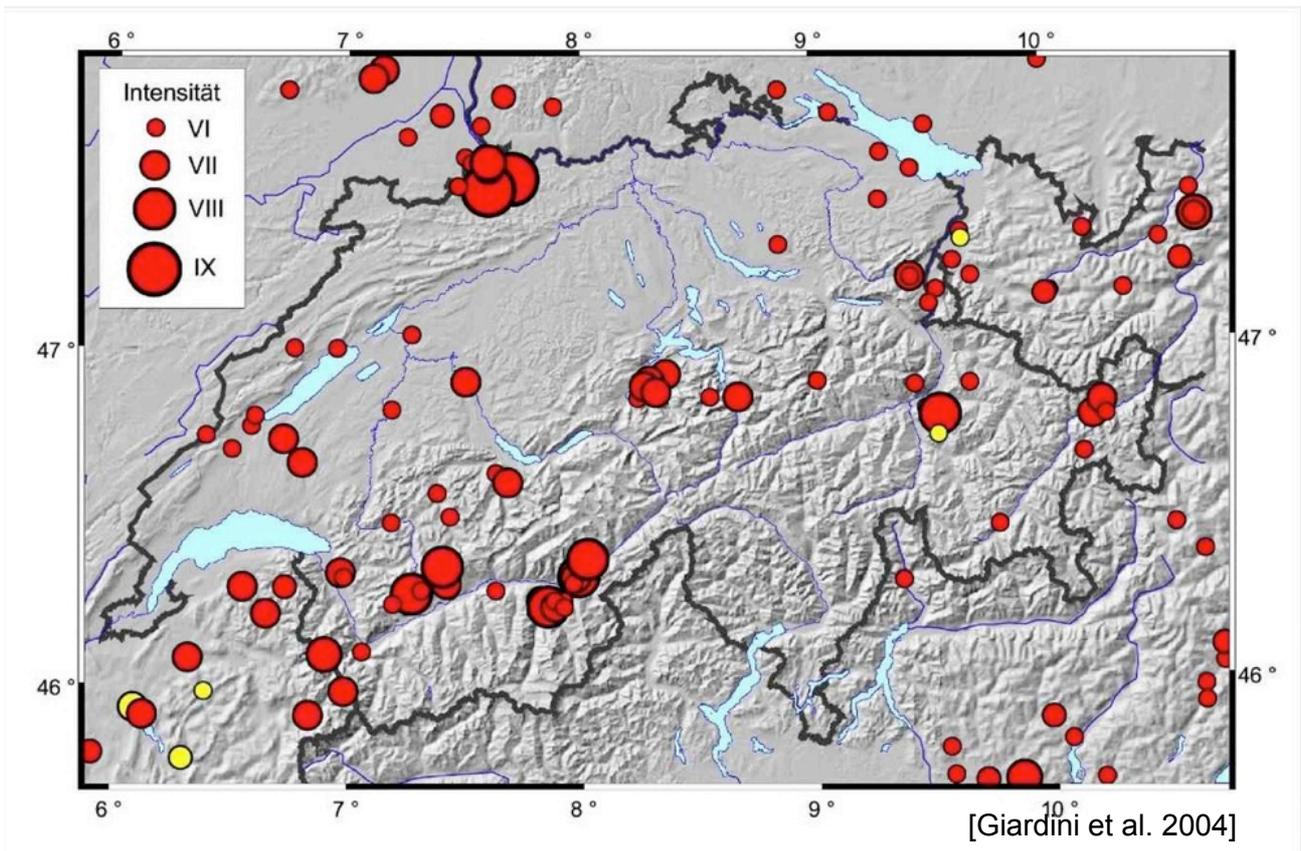
24

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

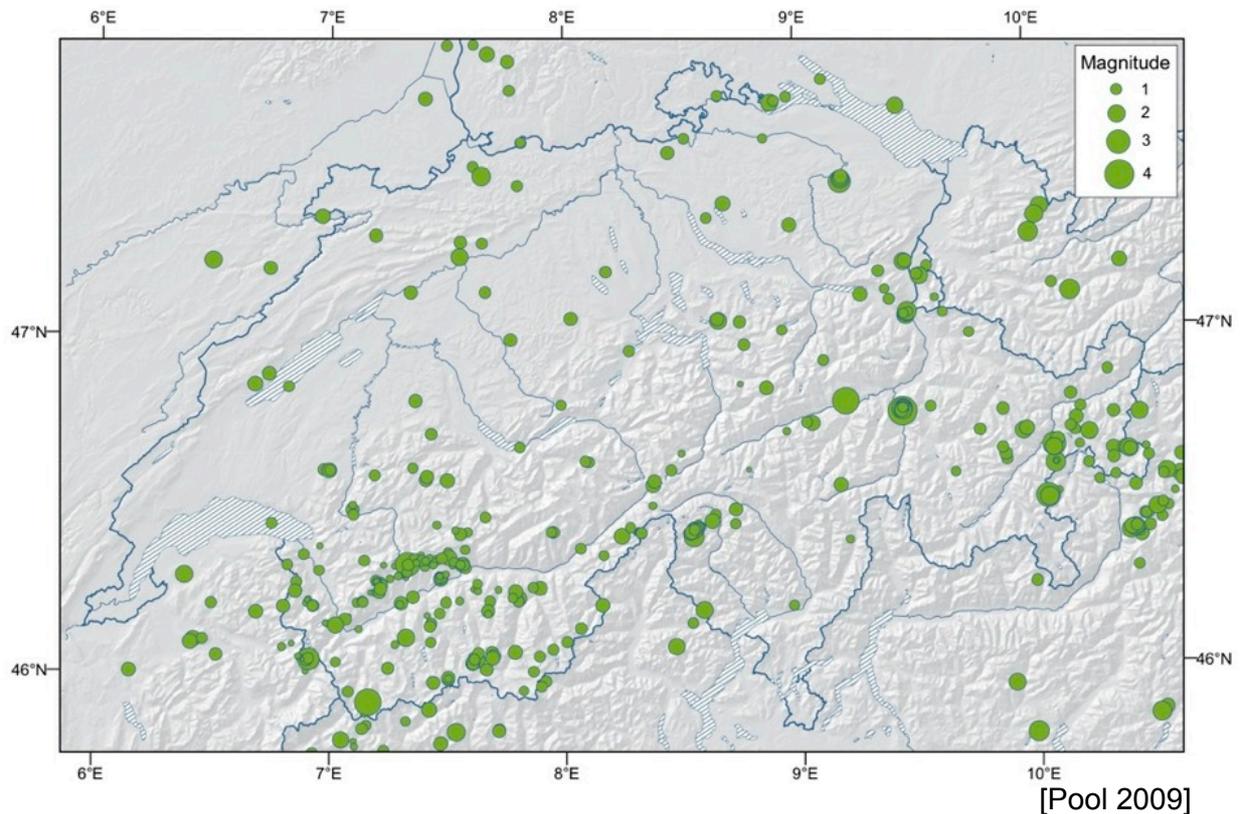
Erdbebengefährdungskarte der Schweiz



Historische Erdbeben in der Schweiz seit 1000



Erdbeben in der Schweiz im Jahre 2008



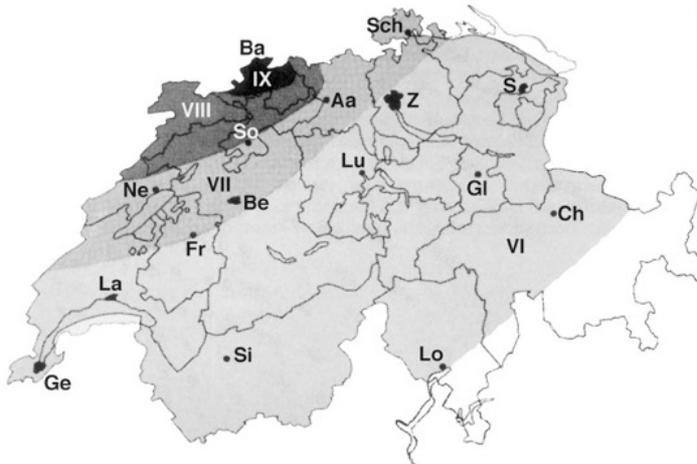
Historische Erdbeben mit Intensität \geq VIII in der Schweiz

Jahr	Ort	Magnitude	Intensität
1295	Churwalden GR	6,5	VIII
1356	Basel	6,2	VIII
1356	Basel	6,9	IX
1524	Ardon VS	6,4	VIII
1584	Aigle VD	6,4	VIII
1601	Unterwalden	6,2	VIII
1755	Brig	6,1	VIII
1774	Altdorf	5,9	VIII
1855	Törbel (bei Visp) VS	6,4	VIII
1855	Stalden VS	5,6	VIII
1946	Ayent (bei Sion) VS	6,1	VIII
1960	Brig	5,3	VIII

[SED 2002]

Erdbebenszenario: Basler Beben von 1356 heute

- angenommene Schäden in % des Gebäudewertes:
 - 1% bei Intensität VI
 - 4% bei Intensität VII
 - 13% bei Intensität VIII
 - 35% bei Intensität IX
- gesamte Gebäudeschäden in der Schweiz: ca. 50 Milliarden CHF



[Sebastian Münster 1545]

Bild 1.3a in [Bachmann 2002]
nach [Schaad 1988]

Erdbebenszenario: Visper Beben von 1855 heute

- angenommene Schäden in % des Gebäudewertes:
 - 1% bei Intensität VI
 - 4% bei Intensität VII
 - 13% bei Intensität VIII
 - 35% bei Intensität IX
- gesamte Gebäudeschäden in der Schweiz: ca. 10 Milliarden CHF

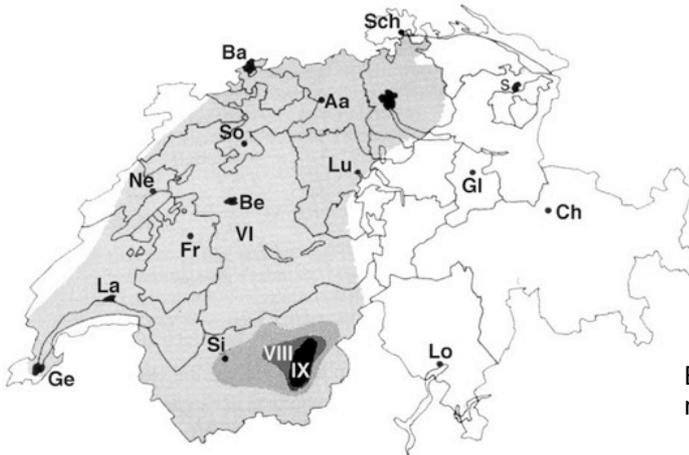


Bild 1.3b in [Bachmann 2002]
nach [Schaad 1988]

Schadenbeben im 20. Jahrhundert in der Schweiz

1946: Erdbeben von Ayent bei Sion VS

$M_w = 6,1$ $I_{max} = VIII$, 4 Tote, ca. 30 Mio. CHF Gebäudeschäden



Blick ins Innere der Kirche von Chippis VS, Bild: Keystone

Schadenbeben im 20. Jahrhundert in der Schweiz

1964: Erdbeben von Sarnen OW

$M_w = 5,7$ $I_{max} = VII$, ca. 14 Mio. CHF Gebäudeschäden [Fritsche 2008]



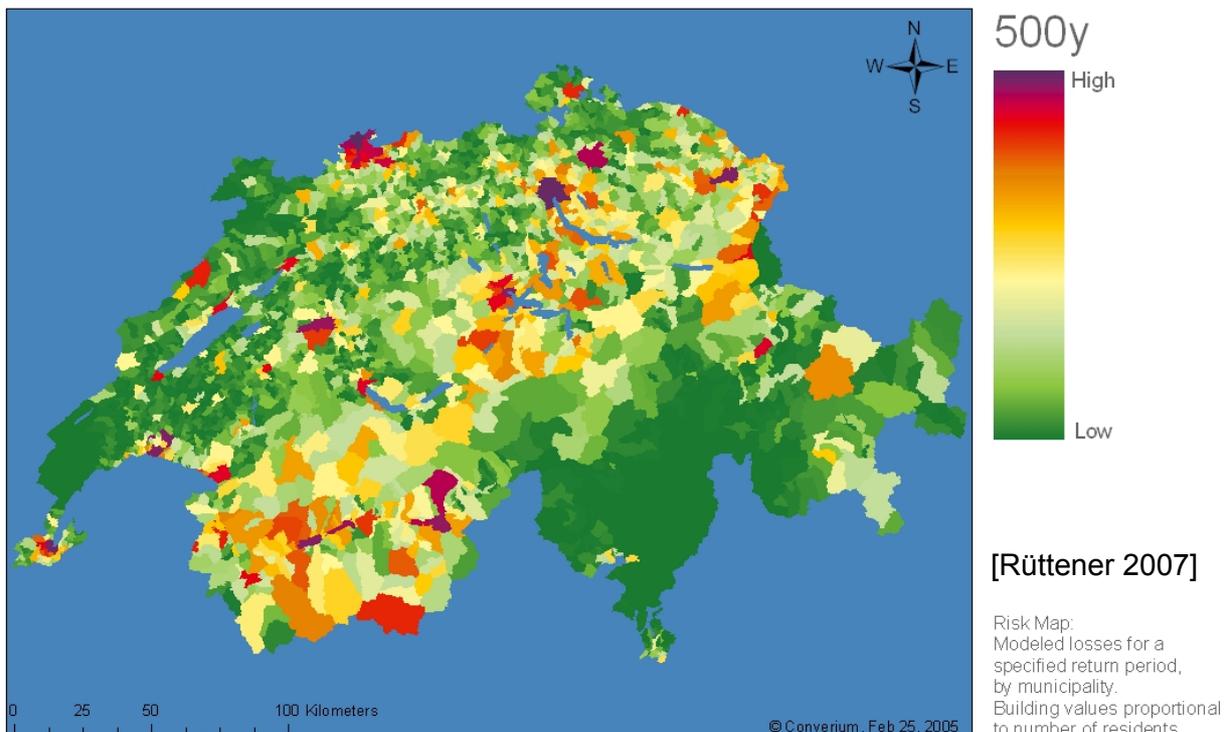
Kirche in Sarnen, Bild: Keystone

Erdbebenrisiko

$$\text{Risiko} = \text{Gefährdung} \times \text{Verletzbarkeit} \times \text{Wert}$$

- Das Erdbebenrisiko setzt sich aus drei Faktoren zusammen: Erdbebengefährdung mal Verletzbarkeit der Bauwerke mal Schadenwert der exponierten Personen und Güter.
- Die Erdbebengefährdung ist ein Mass dafür, wie häufig an einem Standort eine bestimmte Erdbebenstärke erreicht oder überschritten wird.
- Die Erdbebengefährdung an einem Standort ist naturgegeben. Sie kann mit Schutzmassnahmen nicht beeinflusst werden.
- Mit Erdbebenverletzbarkeit wird die Schadenanfälligkeit von Bauwerken in Abhängigkeit der Erdbebenstärke bezeichnet.
- Mit baulichen Schutzmassnahmen kann die Verletzbarkeit der Bauwerke reduziert werden.
- Die exponierten Personen und Güter lassen sich meist nicht reduzieren.
- D.h. einzig mit Erdbebensicherung kann das Risiko reduziert werden.
- In der Regel wird das Erdbebenrisiko pro Jahr angegeben.

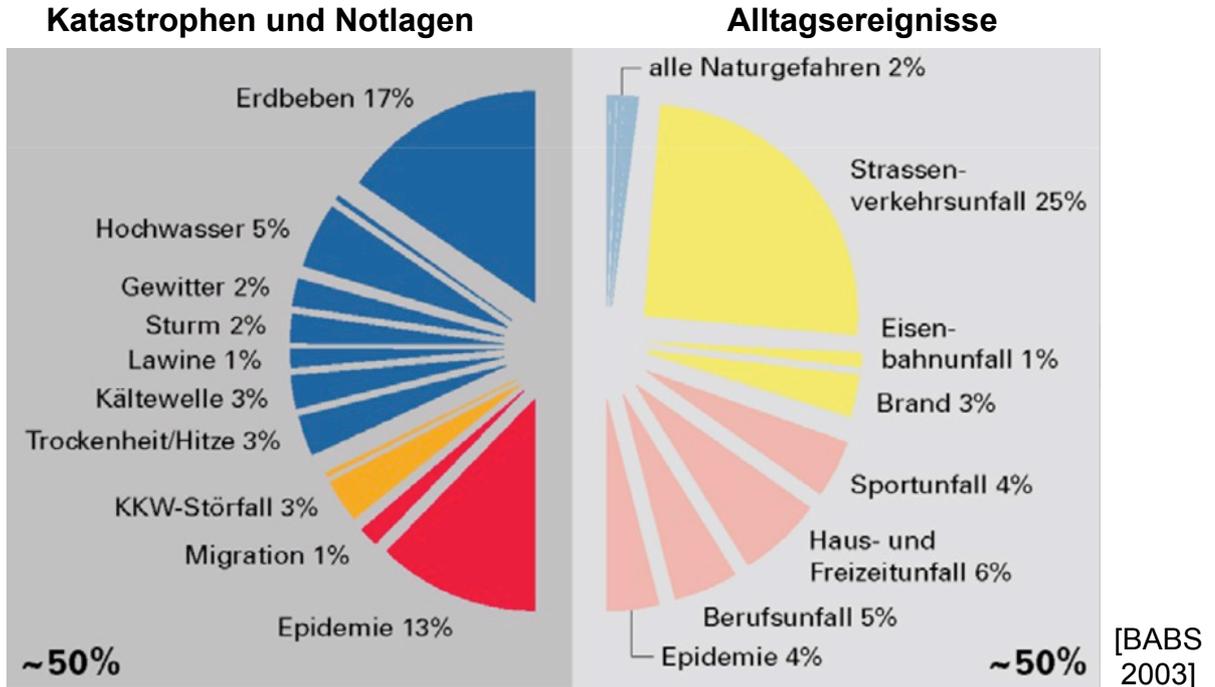
Verteilung des Erdbebenrisikos über die Schweiz



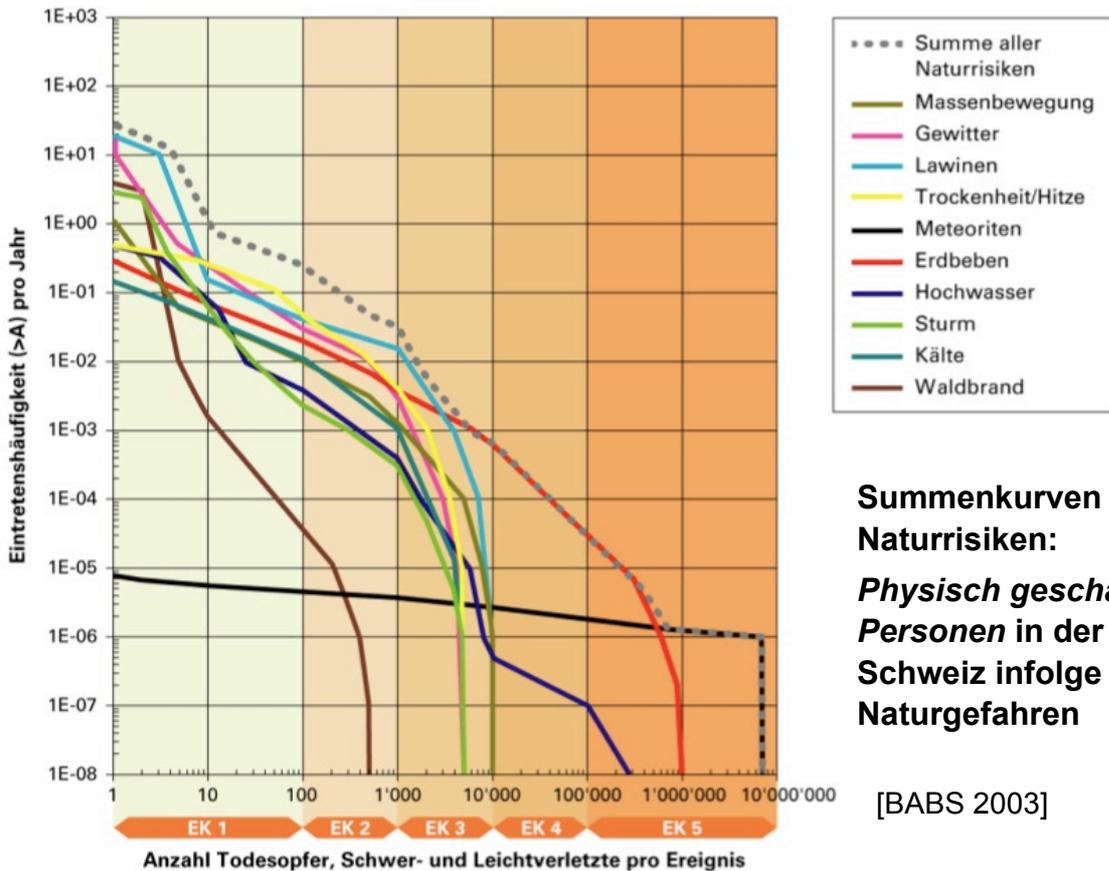
Das Erdbebenrisiko bezüglich Gebäudeschäden ist dort am grössten, wo die Wertekonzentration am grössten ist und nicht dort, wo die Gefährdung am grössten ist.

Bedeutung des Erdbebenrisikos in der Schweiz

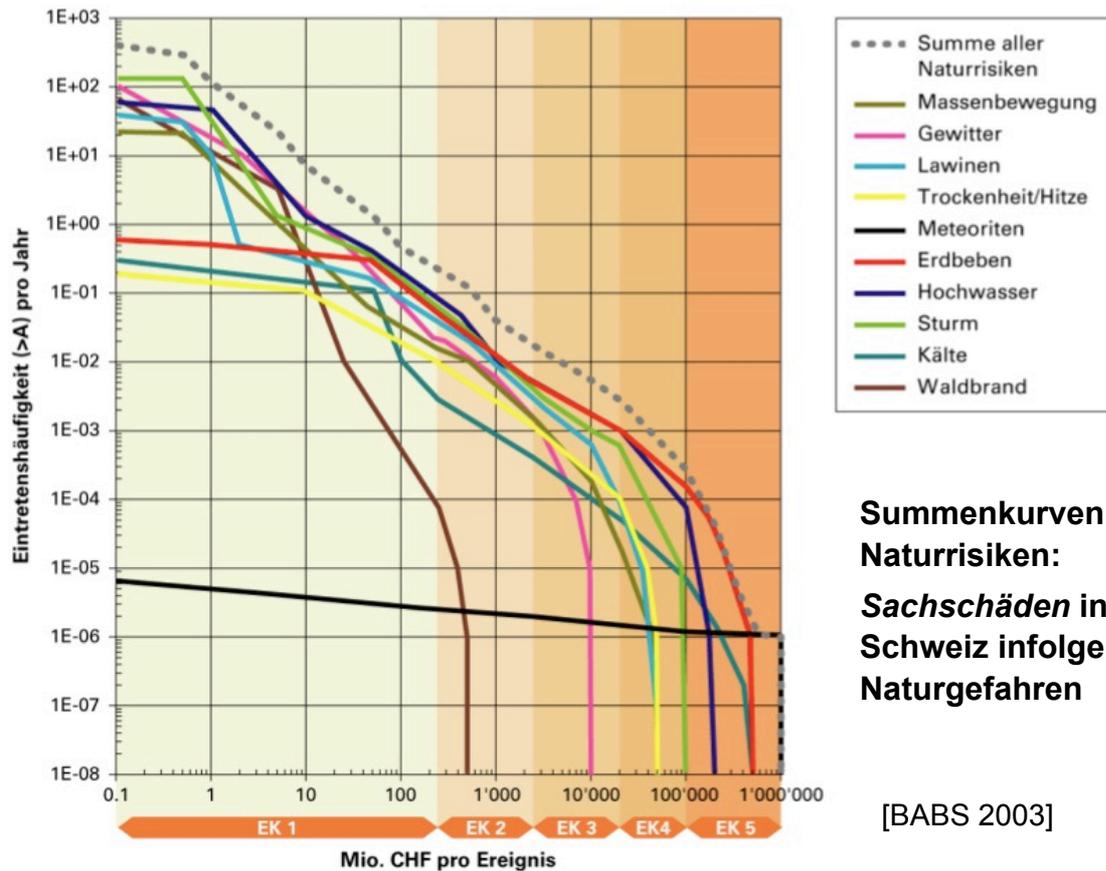
Vergleichende Betrachtung aller Risiken aus Sicht des Bevölkerungsschutzes. Das monetarisierte Risiko beträgt 50 Mrd. CHF/a mit Aversion, davon fallen 8 Mrd. CHF/a aufs Erdbeben mit Aversion bzw. 200 Mio. CHF/a ohne Aversion.



Bedeutung des Erdbebenrisikos in der Schweiz



Bedeutung des Erdbebenrisikos in der Schweiz

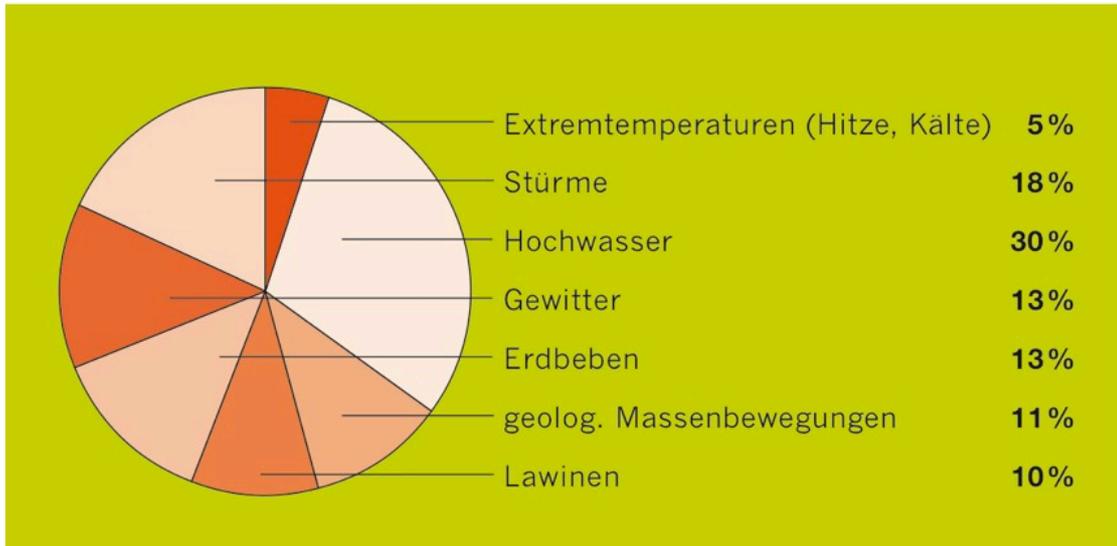


Bedeutung des Erdbebenrisikos in der Schweiz

- Das Erdbeben ist mit gut einem Drittel des Gesamtrisikos mit Abstand die bedeutendste Naturgefahr in der Schweiz.
- Gefährlich sind seltene Grossereignisse, mit denen auch in der Schweiz zu rechnen ist.
- Beim Risiko bezüglich *physisch geschädigter Personen* liegt das Erdbeben ab einer Jährlichkeit von etwa 20 Jahren im Mittelfeld aller Naturgefahren und ab 1000 Jahren wird das gesamte Naturgefahrenrisiko (ausser Meteoriten) vom Erdbeben dominiert.
- Beim Risiko bezüglich *Sachschäden* liegt das Erdbeben ab einer Jährlichkeit von etwa 10 Jahren im Mittelfeld und ab 100 Jahren wird an der Spitze aller Naturgefahren (ausser Meteoriten).

Bedeutung des Erdbebenrisikos in der Schweiz

- Bei den jährlichen Aufwendungen für Schutzmassnahmen liegt das Erdbeben im Mittelfeld der Naturgefahren.
- Von ca. 3 Mia. CHF, die in der Schweiz jedes Jahr in den Schutz vor Naturgefahren fliessen, gehen ca. 400 Mio. CHF in die Erdbebenvorsorge.



[PLANAT 2007]

Nutzen des Erdbebeningenieurwesens

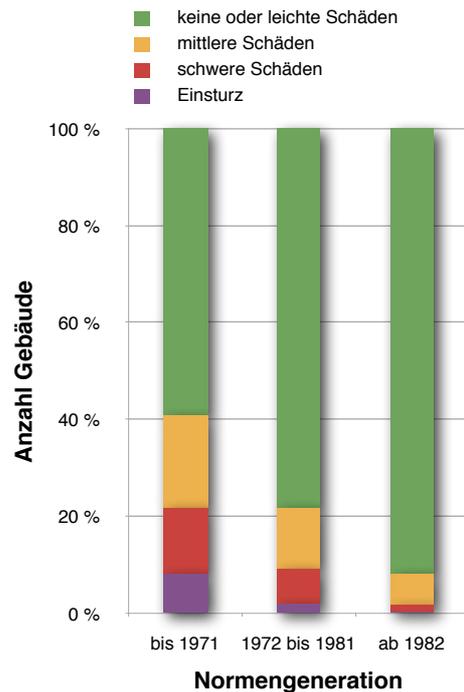
- Vergleich von drei schweren Erdbeben aus dem Jahre 2010.
- Chile und Neuseeland gehören weltweit zu den Pionieren im Erdbebeningenieurwesen mit Erdbebennormen seit den 1930er Jahren.
- In Chile und Neuseeland ist die Einhaltung der Erdbebennormen gut dank strenger Baukontrollen.
- In Haiti gibt es keine Erdbebennormen.

Erdbeben	Port-au-Prince Haiti	Centro-Sur Chile	Christchurch Neuseeland
Datum	12.1.2010	27.2.2010	3.9.2010
Magnitude M_w	7,0	8,8	7,0
Tote	220'000	580	0
Verletzte	300'000	500	100

Nutzen des Erdbebeningenieurwesens

Einfluss der Erdbebennormen

- Einfluss der Erdbeben-Normengeneration auf das Schadensausmass von Gebäuden beim Erdbeben von Kobe 1995
- Auswertung von rund 2000 Gebäuden im Stadtzentrum von Kobe.
- Die Gebäude sind gruppiert in drei Baujahrklassen entsprechend der gültigen Erdbebennormen zur Zeit der Erstellung.
- Bis zu „schwere Schäden“ können als mit dem Schutzziel der Erdbebennormen vereinbar betrachtet werden.
- Vor dem Erdbeben von Kobe wurden in Japan praktisch keine Gebäude ertüchtigt.
- Die in Japan 1982 eingeführten Erdbebennormen können als modern aus heutiger Sicht betrachtet werden.



[Wenk 1997]

Nutzen des Erdbebeningenieurwesens

Simulation des Verhaltens eines 5-stöckigen Stahlbetonrahmengebäudes unter dem Erdbebens von Kobe auf dem weltweit grössten Rütteltisch im Hyogo Earthquake Engineering Research Center: www.bosai.go.jp/hyogo/ehyogo/



Folgerungen für die Schweiz

- **Aus den letzten 1000 Jahren einige starke Erdbeben in der Schweiz bekannt.**
- **Ein seismologischer Grundsatz besagt, dass dort, wo in der Vergangenheit starke Erdbeben aufgetreten sind, auch in Zukunft mit starken Erdbeben gerechnet werden muss.**
- **Würde sich heute eines der starken historischen Erdbeben in der Schweiz wiederholen, müsste mit enormen Schäden gerechnet werden.**
- **Das Erdbeben ist die bedeutendste Naturgefahr in der Schweiz bei den seltenen Grossereignissen.**
- **Gefährlich sind vor allem Bauwerke, die nicht auf Erdbeben bemessen sind.**
- **Da die Naturgefahr Erdbeben lange unterschätzt worden ist, besteht ein erheblicher Nachholbedarf bei der Erdbebenvorsorge in der Schweiz.**

Literaturverzeichnis

Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Auflage, Birkhäuser-Verlag.

Bundesamt für Bevölkerungsschutz BABS (2003): KATARISK: Katastrophen und Notlagen in der Schweiz, Bern.

Dazio A. (2008): Erdbebengefährdung und erdbebengerechter Entwurf von Neubauten, in: Erdbebensicherheit von Gebäuden – Rechts- und Haftungsfragen, Dokumentation SIA D 0227, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Fritsche S. (2008): Large Historical Earthquakes in Switzerland - Multidisciplinary Studies on Damage Fields and Site-Effects. Diss. ETH No. 17710, ETH Zürich.

Giardini, D. (2005): Erdbeben in der Schweiz: Was kann passieren? Tagung "Erdbebenvorsorge - Was können die Kantone tun?", 1. Juni 2005, ETH Zürich.

Giardini, D., Wiemer, S., Fäh, D., Deichmann, N. (2004): Seismic Hazard Assessment of Switzerland, Swiss Seismological Service, ETH Zürich.

PLANAT (2007): Naturgefahren – Was kostet Sicherheit? Nationale Plattform Naturgefahren, Abteilung Gefahrenprävention, Bundesamt für Umwelt BAFU, Bern

Rüttener E. (2007): Seismische Gefährdung in der Schweiz, Präsentation des Aon-Erdbebenmodells für die Schweiz, 6. Juni 2007, Basel.

Schweizerischer Erdbebendienst SED (1999): Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP), Global Seismic Hazard Maps, seismo.ethz.ch/GSHAP/, ETH Zürich.

Schweizerischer Erdbebendienst SED (2002): Erdbebenkatalog der Schweiz, <http://histserver.ethz.ch>, ETH Zürich.

Schweizerischer Pool für Erdbebendeckung (2009): Geschäftsbericht 2009, Bern.

Wenk T. (1997): Erdbebensicherung bestehender Bauwerke nach verschiedenen Normen, D-A-CH-Tagung 25./26. September 1997 in Zürich - Dokumentation SIA D 0145, Zürich.

Erdbebensicherung von Bauwerken I

2. Seismologische Grundlagen

Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Inhaltsübersicht

2.1 Erdbeben und tektonische Platten

2.2 Arten von Erdbeben

- Bruchmechanismen
- Horizontalverschiebung
- Überschiebung

2.3 Wellenausbreitung

2.4 Registrierung von Erdbeben

- Seismogramme
- Seismische Überwachungsnetze

2.5 Intensität und Magnitude

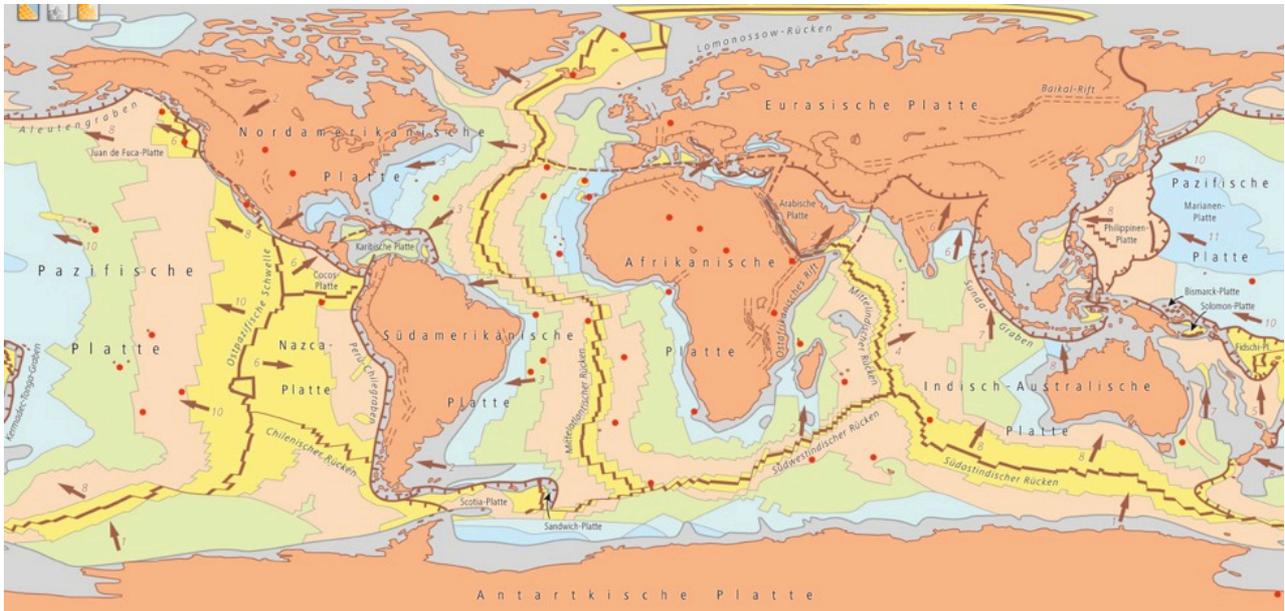
- EMS98-Intensitätsskala
- Instrumentelle Intensität: Shake Map
- Magnitude

2.6 Nachbeben

2.7 Erdbebentabellen

Erdbeben und tektonische Platten

- Bewegung der Kontinentalplatten von mehreren cm pro Jahr auf dem Erdoberflächen erzeugt Spannungen in der Erdkruste, die sich durch Erdbeben periodisch wieder abbauen.
- Tektonische und vulkanische Erdbeben sind mit der Plattentektonik verknüpft.



[Schweizer Weltatlas 2010]

Erdbeben und tektonische Platten

Legende der tektonischen Weltkarte:

Hotspots und Verschiebungen

- Heisser Flecken (Hotspot)
- ➔ 8 Verschiebung der Platte in cm/Jahr (Spreizungsrate)

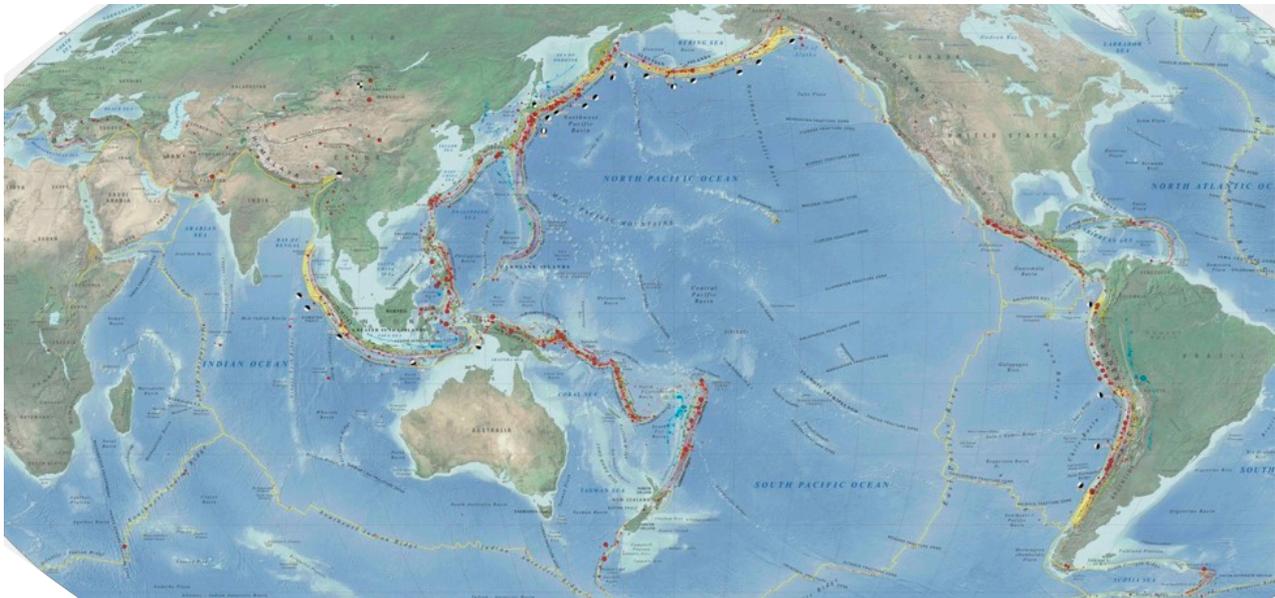
Alter der Ozeanböden

- jünger als 23 Mio. Jahre (Pleistozän, Pliozän, Miozän)
- 23 bis 65 Mio. Jahre (Oligozän, Eozän, Paläozän)
- 65 bis 99 Mio. Jahre (Obere Kreide)
- 99 bis 136 Mio. Jahre (Untere Kreide)
- älter als 136 Mio. Jahre (Jura)
- Kontinentalschelf und -abhäng
- Heutige Kontinente

[Schweizer Weltatlas 2010]

Erdbeben und tektonische Platten

- Die meisten Erdbeben ereignen sich entlang den Grenzen der Kontinentalplatten, so genannte Interplattenbeben.
- In den Kontinentalplatten können ebenfalls Erdbeben auftreten, so genannte Intraplattenbeben.

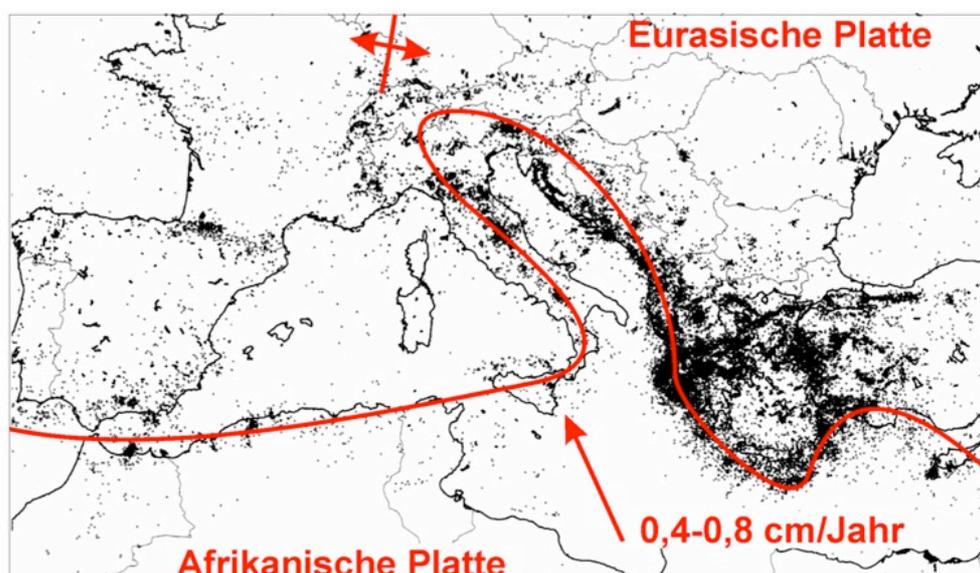


[Tarr et al. 2009]

Erdbeben und tektonische Platten

- Die Schweiz im Spannungsfeld zwischen Eurasischer und Afrikanischer Platte.
- Die Tektonik der Schweiz kann sowohl als stabiles kontinentales Gebiet als auch als aktive Plattengrenze interpretiert werden.

[PEGASOS 2007]



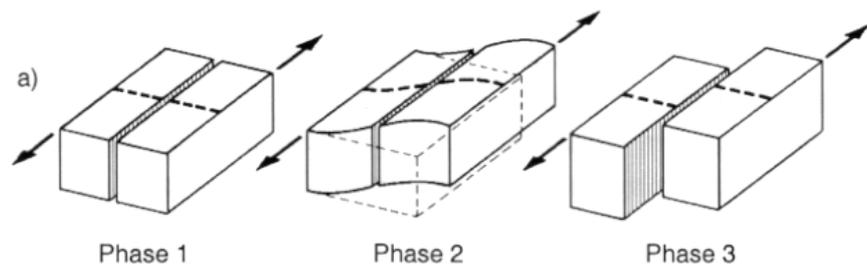
[Smit 2007]

Arten von Erdbeben

- **Natürliche Beben**
 - **Tektonische Beben**
 - Bruch in der Erdkruste:
 - meist an den tektonischen Plattenrändern: Interplattenbeben
 - seltener in den tektonischen Platten: Intraplattenbeben
 - **Vulkanische Beben**
 - **Einsturzbeben**
 - Einsturz von Hohlräumen z.B. im Karstgebiet
- **Künstliche Beben**
 - **Explosionen**
 - **stauseeinduzierte Beben**
 - **Tunnelbau**
 - **Bergbau**
 - **Deep Heat Mining**

Bruchmechanismen

Verformung und Verschiebung



mögliche Blockverschiebungen

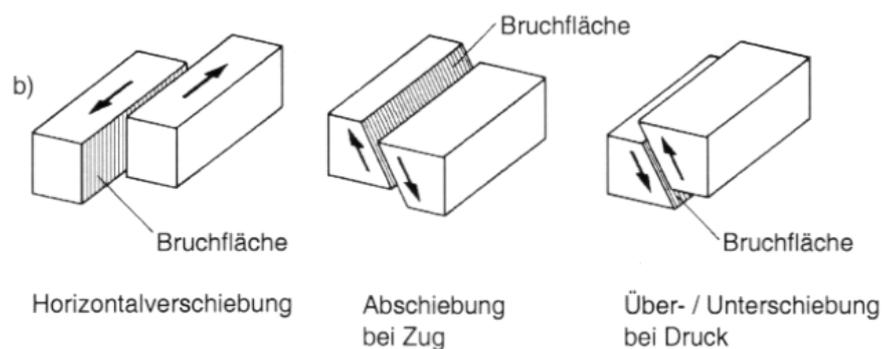
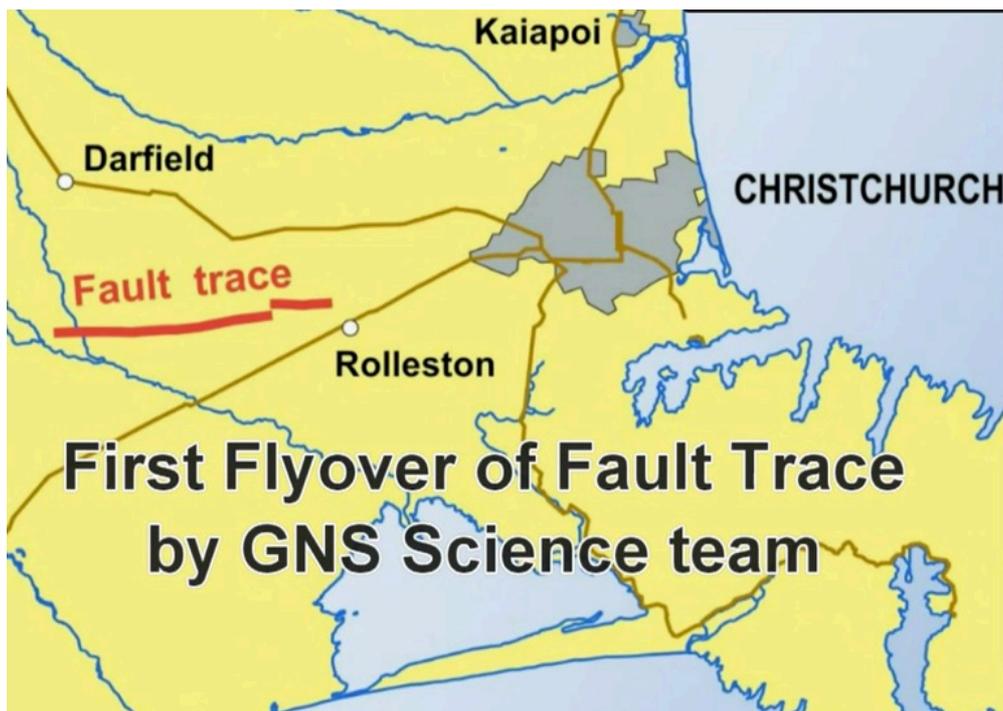


Bild 2.1 in [Bachmann 2002]

Verwerfung: Horizontalverschiebung



[„GNSscience“ Youtube.com 25.2.2011]

Christchurch 2010, $M_w = 7,0$ Länge 22 km, Verschiebung: 4 m horiz. 1,5 m vertikal

Verwerfung: Horizontalverschiebung



Kobe 1995, $M_w = 6,9$ Verschiebung: 1,4 m horizontal, 0,5 m vertikal

Verwerfung: Überschiebung



Bild: T. Wenk

Chi-Chi, Taiwan 1999, $M_w = 7,6$ Verschiebung: 3 bis 4 m vertikal

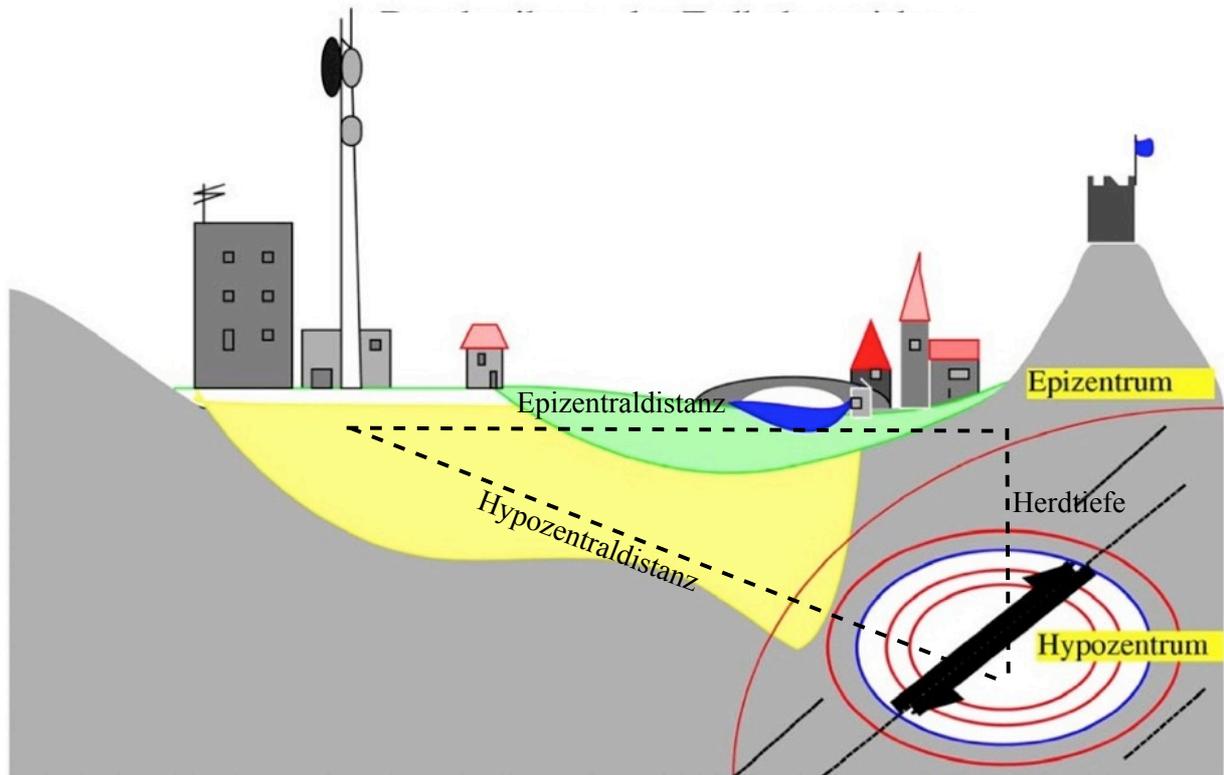
Verwerfung: Überschiebung



Bild: T. Wenk

Wenchuan, China 2008, $M_w = 7,9$ Verschiebung: 2 m vertikal

Wellenausbreitung



[Fäh 2005]

Erdbebenwellen

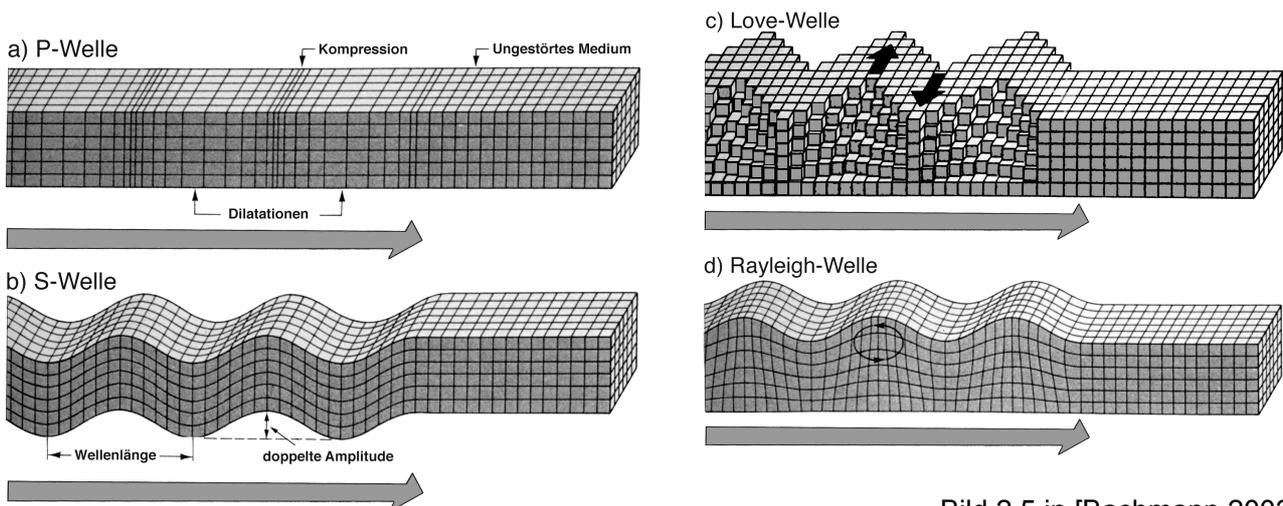
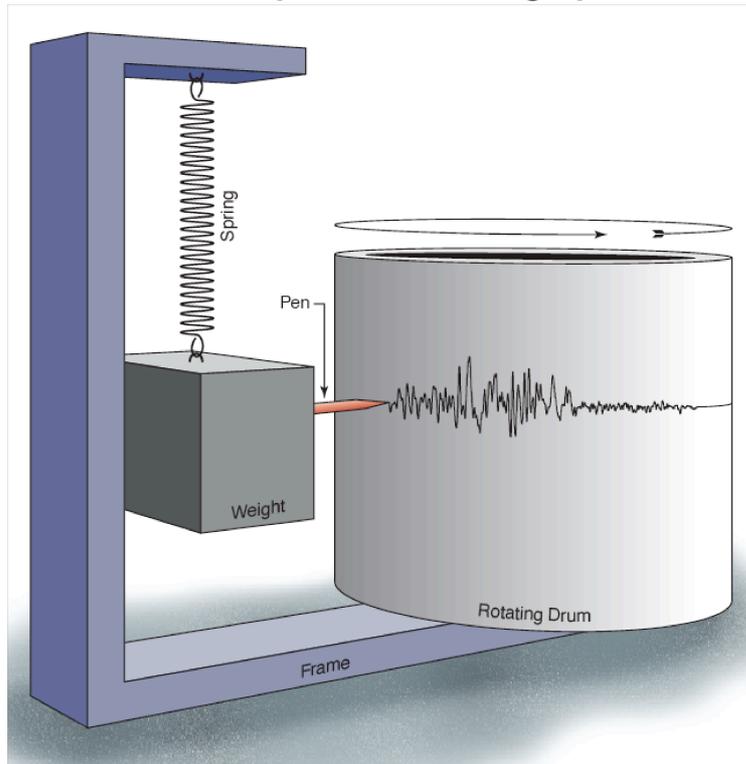


Bild 2.5 in [Bachmann 2002]

- **Raumwellen**
 - Primärwellen (Kompressionswellen): $v_p = 5,5 \text{ bis } 6,2 \text{ km/s}$
 - Sekundärwellen (Scherwellen): $v_s = 3,2 \text{ bis } 3,6 \text{ km/s}$
- **Oberflächenwellen**
 - Lovewellen $v_L \approx 0,9 v_s$
 - Raleighwellen $v_R \approx 0,9 v_s$

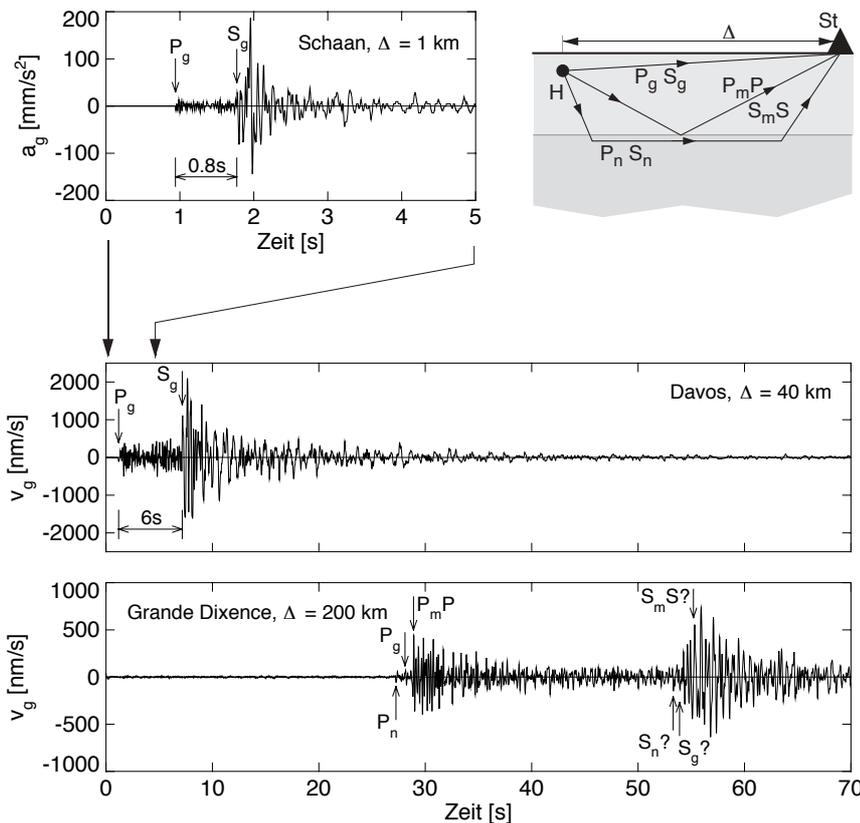
Registrierung von Erdbeben

Prinzip eines Seismographen



[Sleiko 2006]

Seismogramme



- Seismogramme an drei Standorten eines Erdbebens $M = 2,8$ am 9.5.1992 in Schaan
- Zeitdifferenz zwischen den direkten Primärwellen P_g und den Sekundärwellen S_g ist proportional zur Hypozentraldistanz s
- $s \approx 8 (t_{Sg} - t_{Pg}) \text{ km/s}$
- Herdtiefe = $\sqrt{(s^2 - \Delta^2)}$ wobei Δ : Epizentraldistanz

Bild 2.11 in [Bachmann 2002]

Seismogramme

Zeitverläufe der drei Beschleunigungskomponenten am Standort Tolmezzo ($\Delta = 15$ km) des Friaul-Erdbebens vom 6.5.1976 mit $M = 6,5$

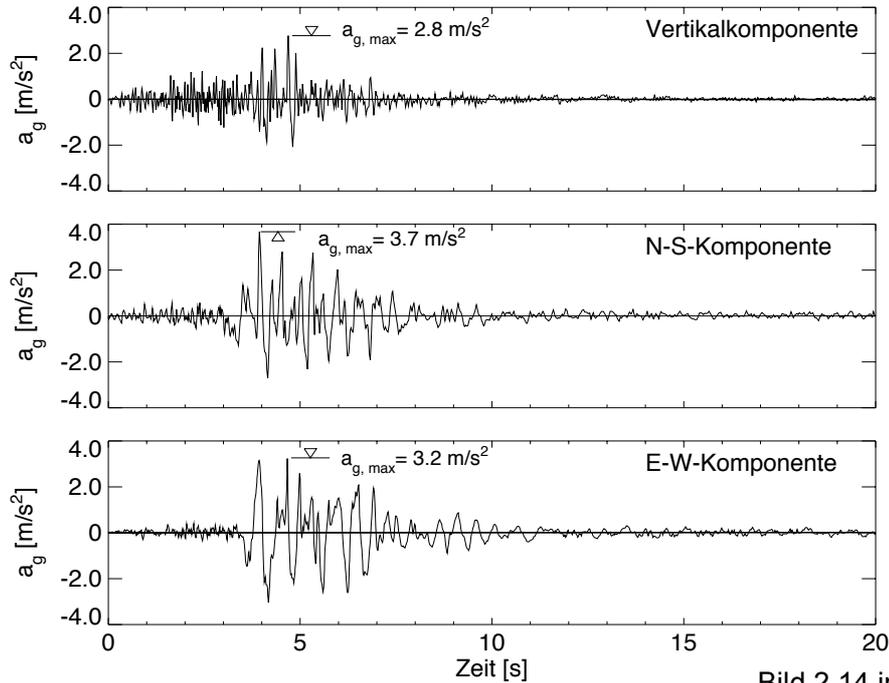
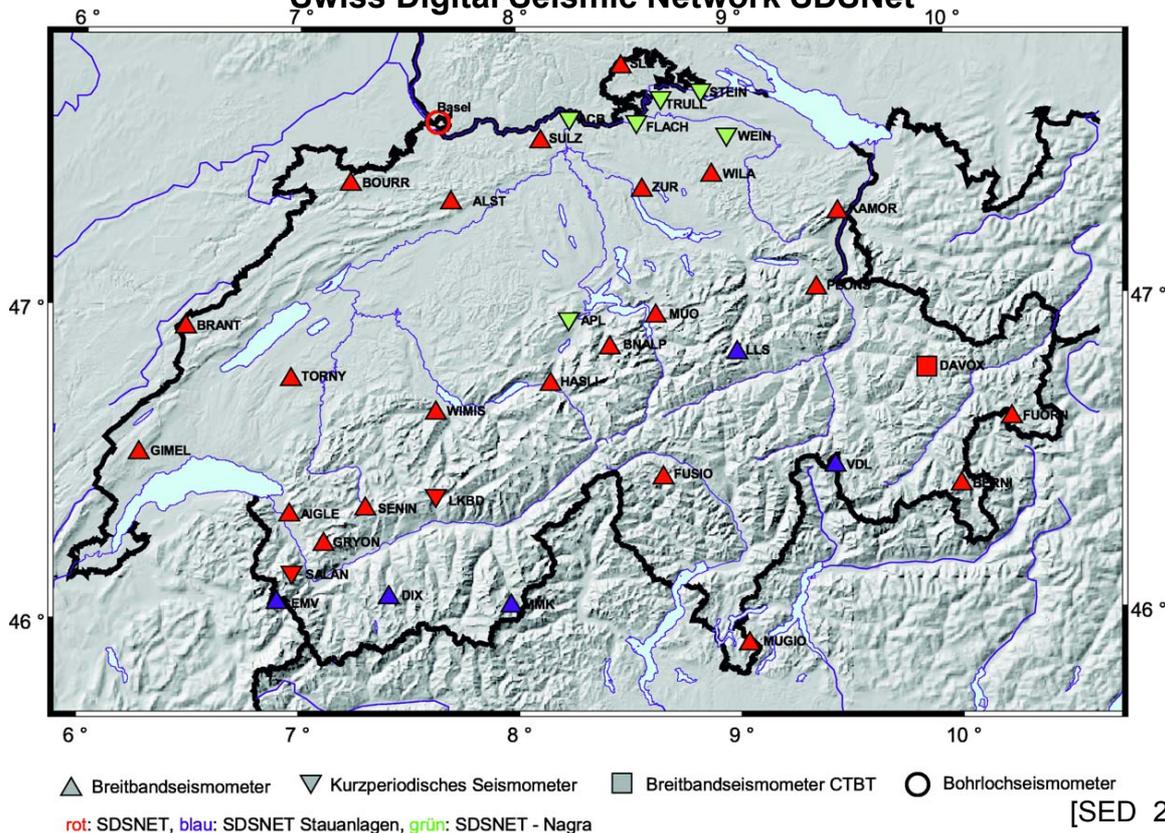


Bild 2.14 in [Bachmann 2002]

Seismische Überwachungsnetze

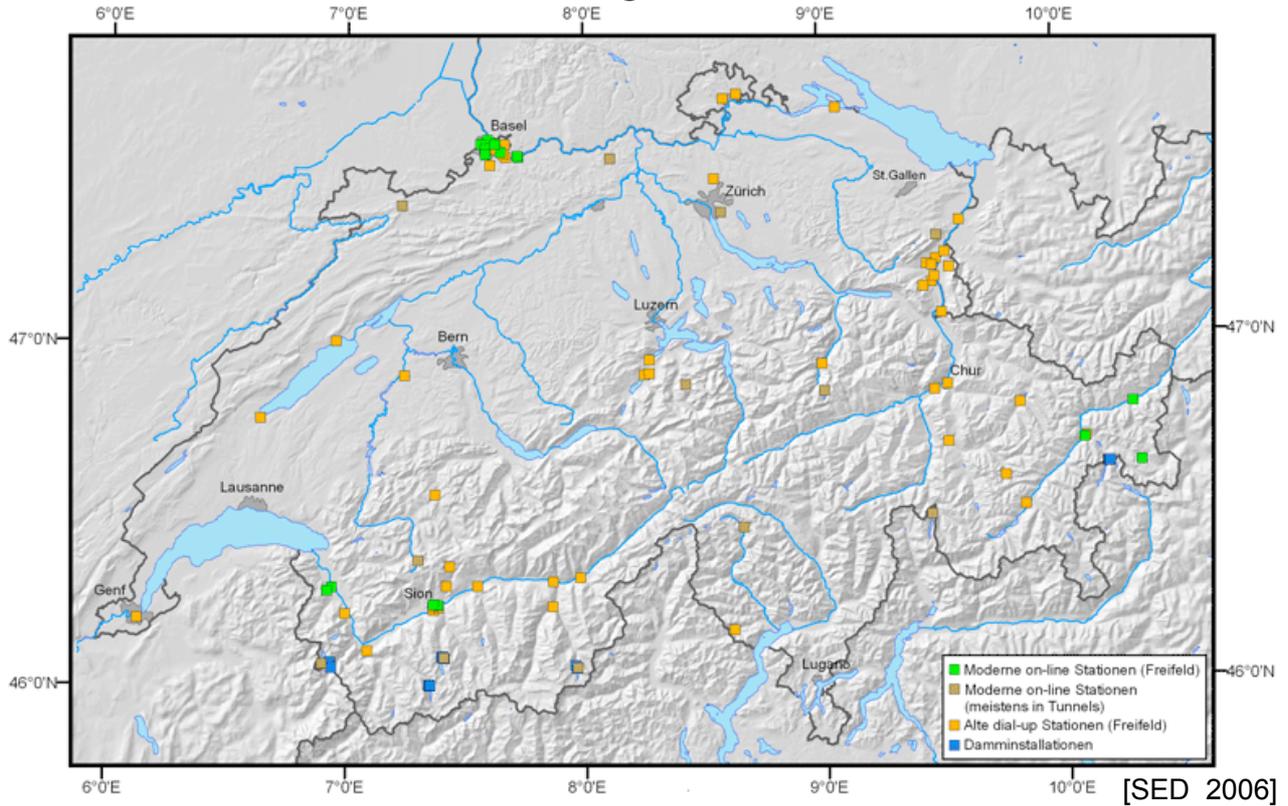
Swiss Digital Seismic Network SDSNet



[SED 2006]

Seismische Überwachungsnetze

Swiss National Strong Motion Network SSMNet



Thomas Wenk

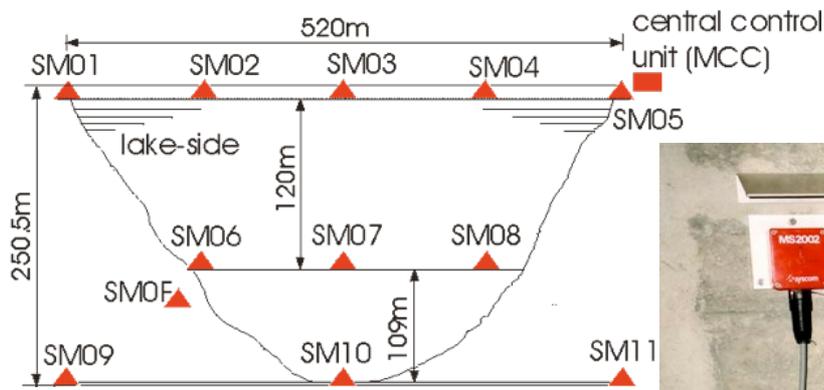
19

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Seismische Überwachungsnetze

Starkbebennetz in der Bogenstaumauer Mauvoisin (Teilnetz des SSMNet)

Strong Motion Array at Mauvoisin



[SED 2006]



Bild: T. Wenk

Thomas Wenk

20

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Intensität und Magnitude

- **Intensität**
 - Mass für die lokale Wahrnehmbarkeit und Zerstörungskraft eines Erdbebens.
 - Die Intensität eines Erdbebens ist abhängig vom Standort.
 - EMS-98 ist die heute in Europa gebräuchliche Intensitätsskala:
 - Intensitätswerte von I bis XII
 - Ein Zunahme um einen Intensitätswert entspricht etwa einer Verdoppelung der Bodenbewegungsgrössen
 - ersetzt die frühere MSK-64-Skala
 - systematische Erfassung der Erdbebenverletzbarkeit der Gebäude mittels sechs Gebäudeklassen.
 - Bestimmung der Intensität erfordert statistische Auswertungen und ist zeitaufwendig.
- **Magnitude**
 - Mass für die Herdenergie eines Erdbebens.
 - Beschreibt ein Erdbeben mit einer einzigen Zahl.
 - Logarithmische Skala im Jahre 1935 von C.F. Richter eingeführt (Richter-Skala).
 - Momenten-Magnitude M_w ist die heute gebräuchliche Magnitudenskala.
 - Bestimmung der Magnitude erfolgt rasch und automatisch unmittelbar nach einem Erdbeben.

EMS-98-Intensitätsskala: Kurzfassung I bis VI

Intensität	Definition	Beschreibung der maximalen Wirkung
I	nicht fühlbar	Nicht fühlbar.
II	kaum bemerkbar	Nur sehr vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.
III	schwach	Von wenigen Personen in Gebäuden wahrgenommen. Ruhende Personen fühlen ein leichtes Schwingen oder Erschüttern.
IV	deutlich	Im Freien vereinzelt, in Gebäuden von vielen Personen wahrgenommen. Einige Schlafende erwachen. Geschirr und Fenster klirren, Türen klappern.
V	stark	Im Freien von wenigen, in Gebäuden von den meisten Personen wahrgenommen. Viele Schlafende erwachen. Wenige werden verängstigt. Gebäude werden insgesamt erschüttert. Hängende Gegenstände pendeln stark, kleine Gegenstände werden verschoben. Türen und Fenster schlagen auf oder zu.
VI	leichte Gebäudeschäden	Viele Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Einige Gegenstände fallen um. An vielen Häusern, vornehmlich in schlechterem Zustand, entstehen leichte Schäden wie feine Mauerrisse und das Abfallen von z. B. kleinen Verputzteilen.

[Grünthal 1998]

EMS-98-Intensitätsskala: Kurzfassung VII bis XII

Intensität	Definition	Beschreibung der maximalen Wirkung
VII	Gebäude-schäden	Die meisten Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Möbel werden verschoben. Gegenstände fallen in großen Mengen aus Regalen. An vielen Häusern solider Bauart treten mäßige Schäden auf (kleine Mauerrisse, Abfall von Putz, Herabfallen von Schornsteinteilen). Vornehmlich Gebäude in schlechterem Zustand zeigen größere Mauerrisse und Einsturz von Zwischenwänden.
VIII	schwere Gebäude-schäden	Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. An vielen Gebäuden einfacher Bausubstanz treten schwere Schäden auf; d.h. Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein. Einige Gebäude sehr einfacher Bauart stürzen ein.
IX	zerstörend	Allgemeine Panik unter den Betroffenen. Sogar gut gebaute gewöhnliche Bauten zeigen sehr schwere Schäden und teilweisen Einsturz tragender Bauteile. Viele schwächere Bauten stürzen ein.
X	sehr zerstörend	Viele gut gebaute Häuser werden zerstört oder erleiden schwere Beschädigungen.
XI	verwüstend	Die meisten Bauwerke, selbst einige mit gutem erdbebengerechtem Konstruktionsentwurf und -ausführung, werden zerstört.
XII	vollständig verwüstend	Nahezu alle Konstruktionen werden zerstört.

[Grünthal 1998]

	Type of Structure	Vulnerability Class					
		A	B	C	D	E	F
MASONRY	rubble stone, fieldstone	○					
	adobe (earth brick)	○—					
	simple stone	-○					
	massive stone		—○—				
	unreinforced, with manufactured stone units	-○—					
	unreinforced, with RC floors		—○—				
	reinforced or confined			-○—			
REINFORCED CONCRETE (RC)	frame without earthquake-resistant design (ERD)	-○—					
	frame with moderate level of ERD		-○—				
	frame with high level of ERD			-○—			
	walls without ERD	-○—					
	walls with moderate level of ERD		-○—				
	walls with high level of ERD			-○—			
STEEL	steel structures			-○—			
WOOD	timber structures		-○—				

○ most likely vulnerability class; — probable range;range of less probable, exceptional cases [Grünthal 1998]

EMS-98- Intensitätsskala: Verletzbarkeitsklassen

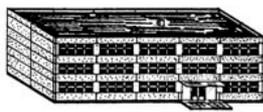
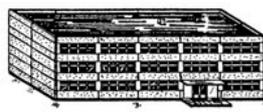
- Die Gebäude werden bezüglich ihrer Erdbebenverletzbarkeit in die sechs Klassen VC A bis VC F eingeteilt.
- Die Einteilung erfolgt aufgrund einer raschen visuellen Inspektion von in der Regel nur der Aussenhülle des Gebäudes.
- Bei beschädigten Gebäude ist das Tragwerk meist leichter zu erkennen.
- ERD: Earthquake Resistant Design (Erdbebenbemessung)

	Grade 1: Negligible to slight damage (no structural damage, slight non-structural damage) Hair-line cracks in very few walls. Fall of small pieces of plaster only. Fall of loose stones from upper parts of buildings in very few cases.
	Grade 2: Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage) Cracks in many walls. Fall of fairly large pieces of plaster. Partial collapse of chimneys.
	Grade 3: Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage) Large and extensive cracks in most walls. Roof tiles detach. Chimneys fracture at the roof line; failure of individual non-structural elements (partitions, gable walls).
	Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage) Serious failure of walls; partial structural failure of roofs and floors.
	Grade 5: Destruction (very heavy structural damage) Total or near total collapse.

[Grünthal 1998]

EMS-98- Intensitätsskala: Schadengrade Mauerwerk

- Illustrationen der Schaden-
grade DG am Beispiel eines
Gebäudes aus unbewehrtem
Mauerwerk.
- Die Gebäude werden
bezüglich ihrer Schädigung
in die fünf Schadengrade
DG 1 bis DG 5 eingeteilt.
- Schutzziel der Erdbeben-
bemessung liegt typischer-
weise im Bereich DG 2
bis DG 3

	Grade 1: Negligible to slight damage (no structural damage, slight non-structural damage) Fine cracks in plaster over frame members or in walls at the base. Fine cracks in partitions and infills.
	Grade 2: Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage) Cracks in columns and beams of frames and in structural walls. Cracks in partition and infill walls; fall of brittle cladding and plaster. Falling mortar from the joints of wall panels.
	Grade 3: Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage) Cracks in columns and beam column joints of frames at the base and at joints of coupled walls. Spalling of concrete cover, buckling of reinforced rods. Large cracks in partition and infill walls, failure of individual infill panels.
	Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage) Large cracks in structural elements with compression failure of concrete and fracture of rebars; bond failure of beam reinforced bars; tilting of columns. Collapse of a few columns or of a single upper floor.
	Grade 5: Destruction (very heavy structural damage) Collapse of ground floor or parts (e. g. wings) of buildings.

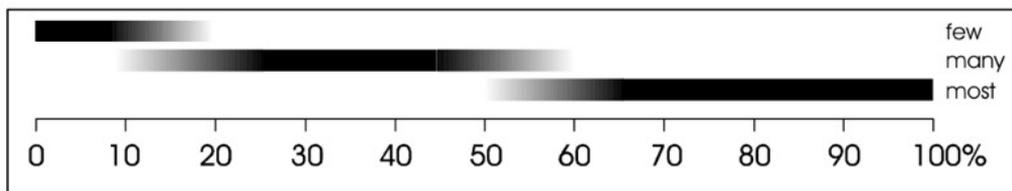
[Grünthal 1998]

EMS-98- Intensitätsskala: Schadengrade Stahlbeton

- Illustrationen der Schaden-
grade DG am Beispiel eines
Gebäudes mit Stahlbeton-
tragwerk.

EMS-98-Intensitätsskala: Intensitätsbestimmung

- Intensität wird aufgrund einer statischen Auswertung der Gebäudeschäden in einem Quartier vorgenommen.
- Beispiele:
 - Intensität VII:
 - von den Gebäuden der VC A haben viele DG 3 und wenige DG 4
 - von den Gebäuden der VC B haben viele DG 2 und wenige DG 3
 - von den Gebäuden der VC C haben wenige DG 2
 - von den Gebäuden der VC D haben wenige DG 1
 - Intensität VIII:
 - von den Gebäuden der VC A haben viele DG 4 und wenige DG 5
 - von den Gebäuden der VC B haben viele DG 3 und wenige DG 4
 - von den Gebäuden der VC C haben viele DG 2 und wenige DG 3
 - von den Gebäuden der VC D haben wenige DG 2
- Quantitative Zuordnung der Mengenbegriffe : wenige / viele / die Meisten:



[Grünthal 1998]

Type of effects	Intensities											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Hydrological effects												
level of well water - minor changes ¹⁾	●	●	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
level of well water - substantial changes ²⁾						●	●	●	●	●	●	●
long period waves on standing water ³⁾	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
waves on standing water from local shaking						●	●	●	●	●	●	●
lake water made turbid ⁴⁾	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
flow of springs affected ⁵⁾	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
springs stop and start						●	●	●	●	●	●	●
water thrown from lakes												○
Slope failure effects												
scree slopes move						●	●	●	●	●	●	●
small landslips ⁶⁾						●	●	●	●	●	●	●
minor rockfalls ⁷⁾						●	●	●	○	○	○	○
landslides, massive rockfalls												●
Processes on flat ground ⁸⁾												
minor cracks in ground						●	●	●	●	●	●	●
large fissures in ground												●
Convergent processes / complex cases												
landslides (hydrological) ⁹⁾						●	●	●	●	●	●	●
liquefaction ¹⁰⁾												○

Legend: ●● most useful range as intensity diagnostic;
 ○ intensities also typical for this effect; ---- possible observation range;
 —> potential for extreme observations beyond the given limits

[Grünthal 1998]

EMS-98- Intensitätsskala: Seismogeologische Auswirkungen

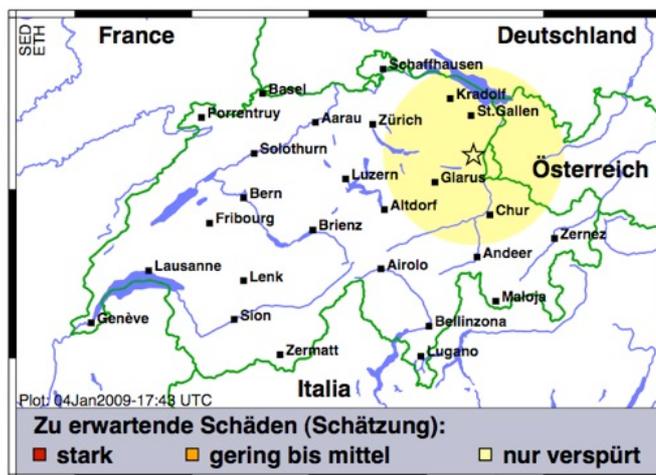
- Neben Gebäudeschäden dient die Beobachtung von Auswirkungen auf die Natur unterstützend zur Intensitätsbestimmung.
- Tabellierte Auswirkungen:
 - Wasserspiegel
 - Quellen
 - Erdbeben,
 - Felssturz
 - Risse
 - Bodenverflüssigung,
- Tabelle darf nicht für sicherheitsrelevante Überprüfungen verwendet werden.

EMS-98-Intensitätsskala

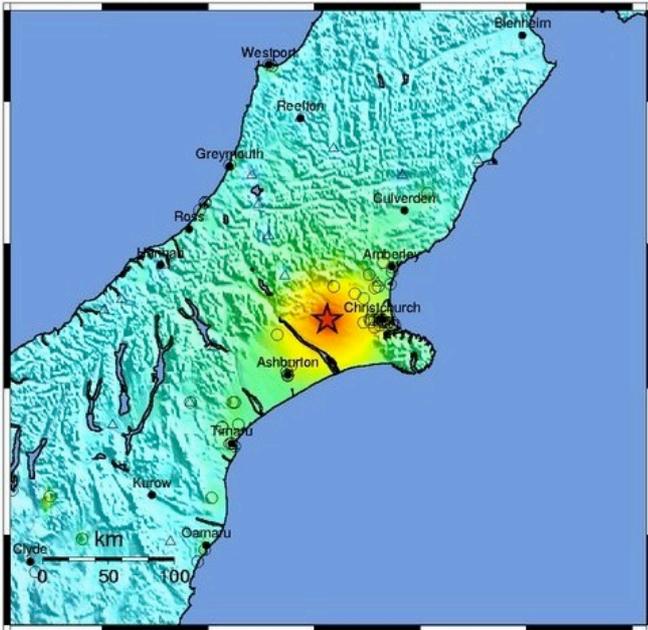
- Die EMS-98 ist die erste Intensitätsskala mit systematischer Erfassung der Erdbebenverletzbarkeit der Gebäude und derer Schäden.
- Ältere Intensitätsskalen, z.B. MSK-64, gehen implizit davon aus, dass die Erdbebensicherung der Gebäude keinen Einfluss auf das Schadenausmass bei einem Erdbeben hat.
- Folglich zeigen ältere Intensitätsskalen eine Sättigung ab etwa einer Intensität VII, wenn die Intensität aufgrund von Gebäuden bestimmt wird, die auf Erdbeben ausgelegt sind.
- Nur normale Gebäude dürfen zur Intensitätsbestimmung herangezogen werden. Andere Gebäude, z.B. Sakralbauten, und die übrigen Bauwerke sind ungeeignet, da sie eine andere Schädigungscharakteristik aufweisen und nur vereinzelt vorhanden sind.
- Die Intensität eignet sich besonders für Risikoabschätzungen von Erdbebenszenarien, siehe Kap. 1: „Basler Beben von 1356 heute“.
- Die EMS-Intensitätsskala darf nicht für eine sicherheitsrelevante Erdbebenbemessung oder -überprüfung verwendet werden, d.h. sie darf nicht rückwärts interpretiert werden im Sinne einer Schadensprognose für ein einzelnes Gebäude.

Instrumentelle Intensität: Shake Map

- Die Intensität hat in jüngster Zeit wieder an Bedeutung gewonnen zur Vorhersage des Schadenausmass unmittelbar nach einem Erdbeben.
- Aufgrund der gemessenen Bodenbewegungen (maximale horizontale Geschwindigkeit und Beschleunigung) werden quasi sofort die zu erwartenden Schäden mit einer einfachen Intensitätsskala kartiert: Shake Map.
- Die Shake Map dient zur Alarmierung von Behörden und Rettungsdiensten.



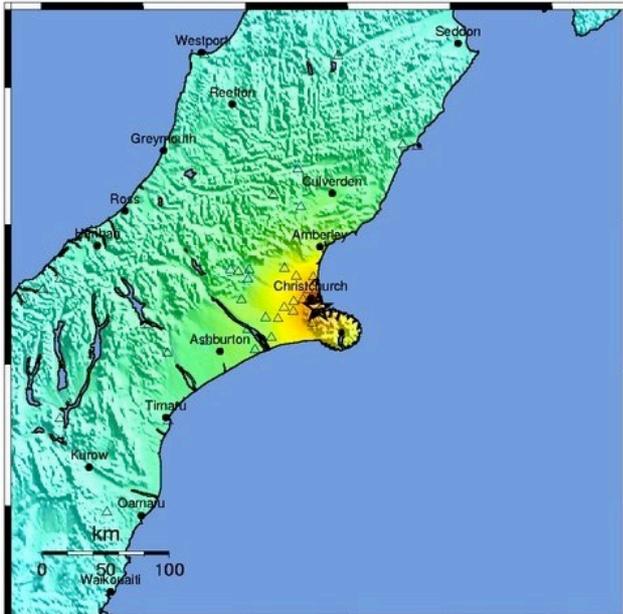
Shake Map des
Erdbebens vom
4. Januar 2009
im St. Galler Rheintal
 $M_W = 3,7$ ($M_L = 4,1$)
[seismo.ethz.ch]



Shake Map des Erdbebens von Christchurch Neuseeland Mw = 7,0 3.9.10

**Berechnung der instrumentellen
 Intensität (MMI-Skala: Modified
 Mercali Intensity) durch den
 USGS, den Erdbebendienst der
 USA: earthquake.usgs.gov**

PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Moderate/Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC.(%g)	<.17	.17-1.4	1.4-3.9	3.9-9.2	9.2-18	18-34	34-65	65-124	>124
PEAK VEL.(cm/s)	<0.1	0.1-1.1	1.1-3.4	3.4-8.1	8.1-16	16-31	31-60	60-116	>116
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+



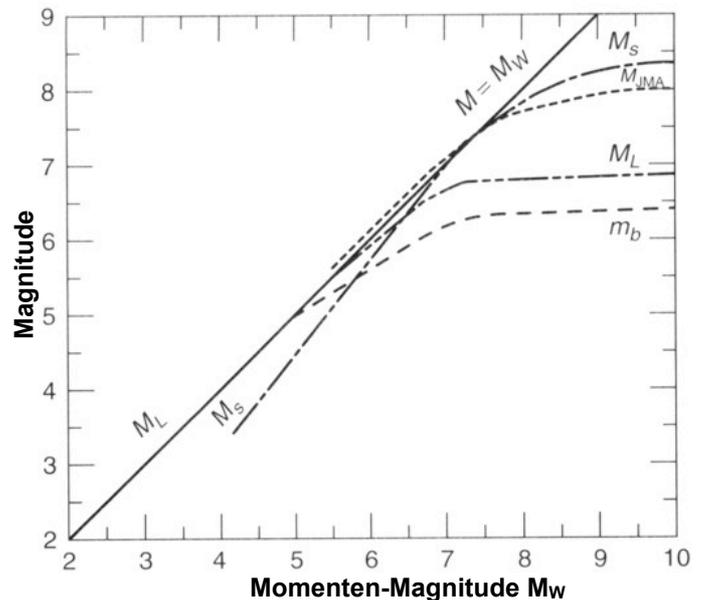
Shake Map des Erdbebens von Christchurch Neuseeland Mw = 6,3 21.2.11

**Berechnung der instrumentellen
 Intensität (MMI-Skala: Modified
 Mercali Intensity) durch den
 USGS, den Erdbebendienst der
 USA: earthquake.usgs.gov**

PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Moderate/Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC.(%g)	<.17	.17-1.4	1.4-3.9	3.9-9.2	9.2-18	18-34	34-65	65-124	>124
PEAK VEL.(cm/s)	<0.1	0.1-1.1	1.1-3.4	3.4-8.1	8.1-16	16-31	31-60	60-116	>116
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

Magnitudenskalen

- **M_L (Richter 1935):**
 - Richter-Magnitude (local magnitude)
 - basiert auf der maximalen Amplitude der Scherwellen.
 - Einsatzbereich bis 600 km.
- **M_s (Gutenberg und Richter 1936):**
 - Oberflächenwellen-Magnitude (surface wave magnitude)
 - basiert auf der maximalen Amplitude der Oberflächenwellen.
 - Einsatzbereich weltweit.
- **m_b (Gutenberg 1945):**
 - Raumwellen-Magnitude (body wave magnitude)
 - basiert auf der maximalen Amplitude der Raumwellen.
 - Geeignet für tiefe Erdbeben weltweit
- **M_w (Kanamori 1977):**
 - Momenten-Magnitude (moment magnitude)
 - $M_w = 0,67 \log_{10} M_0 - 10,7$
 - seismisches Moment $M_0 = GA_d$
 - G: Schubmodul
 - A: Bruchfläche
 - d: mittlere Verschiebung der Bruchflächen



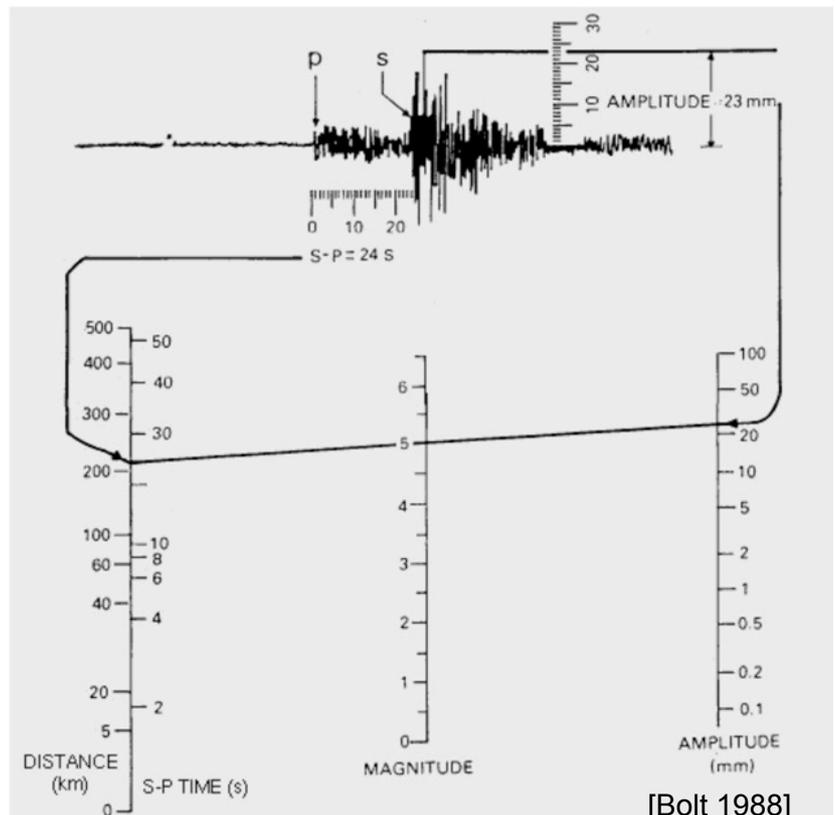
[Kramer 1996]

Richter-Magnitude M_L

Vorgehen zur Bestimmung der Richter-Magnitude M_L :

1. Hypozentraldistanz aus der Zeitdifferenz der S- und P-Wellen (24 s) bestimmen.
2. Maximale Amplitude auf dem Seismogramm messen (23 mm).
3. Auf dem Nomogramm den Distanzwert und den Amplitudenwert mit einer Geraden verbinden.
4. Auf der Magnitudenskala $M_L = 5,0$ ablesen.

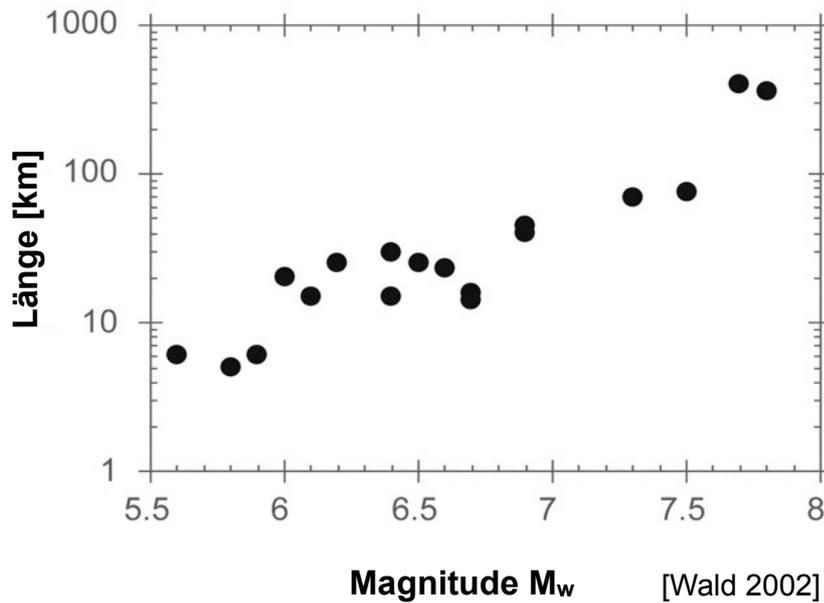
Eine Magnitudeneinheit entspricht einem Energieverhältnis von $10^{1,5} \approx 32$.



[Bolt 1988]

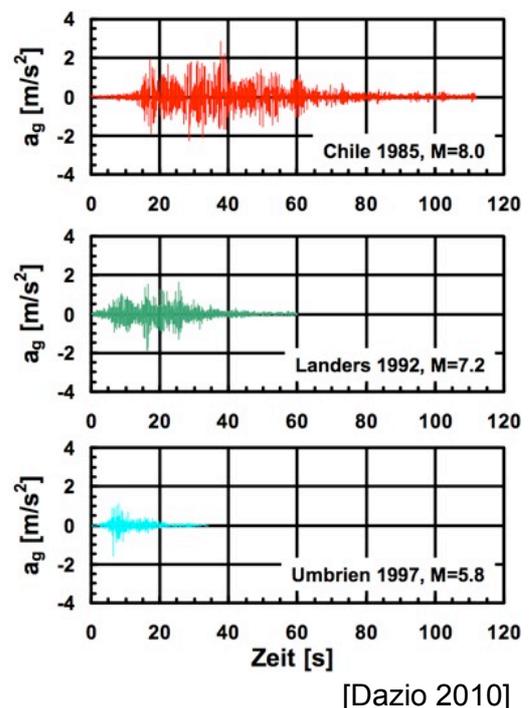
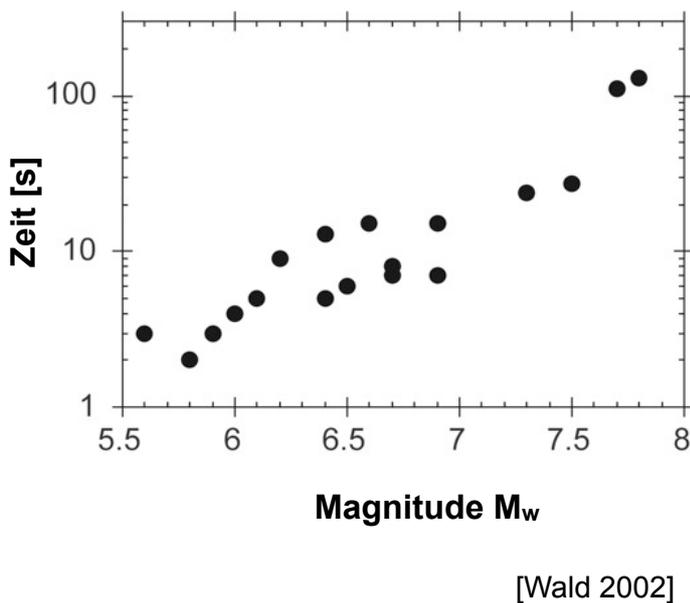
Magnitude und Bruchfläche

Je stärker das Erdbeben, desto länger die Bruchfläche



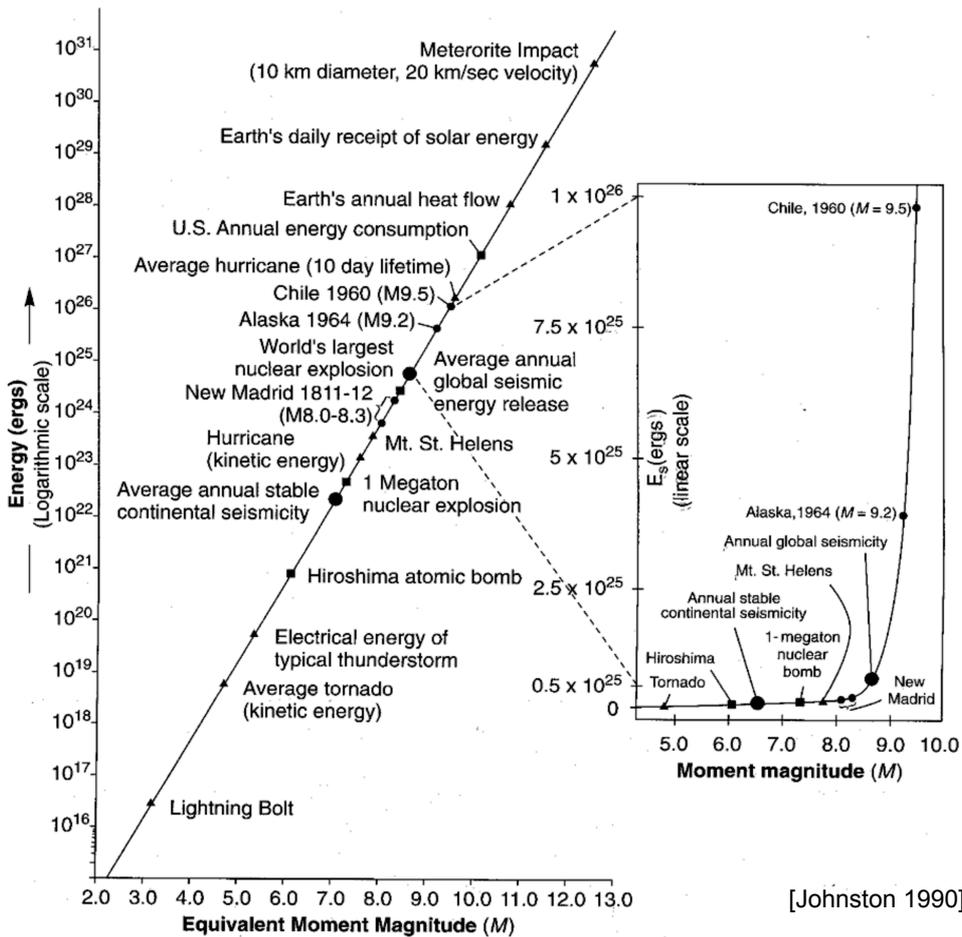
Magnitude und Beendauer

Je stärker das Erdbeben, desto länger dauert es



Magnitude und Energie

Energie von Erdbeben im Vergleich mit anderen Phänomenen



Thomas Wenk

37

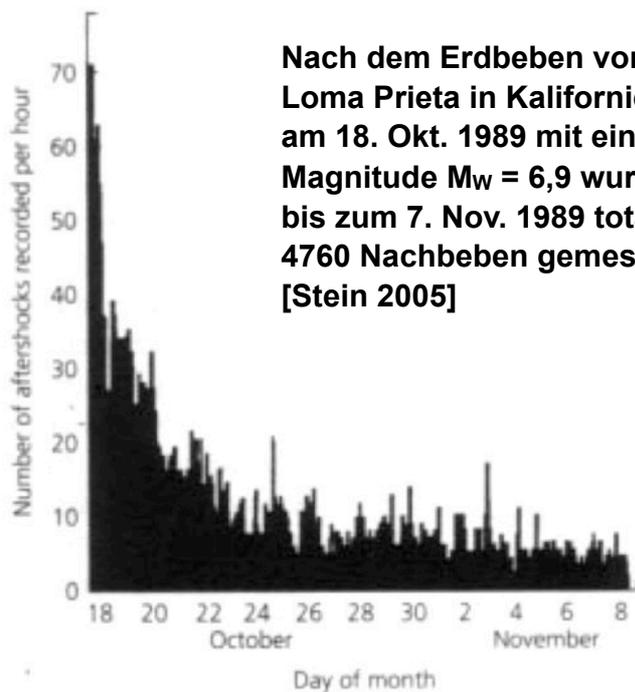
EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Nachbeben

- Nach starken Erdbeben folgen zahlreiche Nachbeben.
- Häufigkeit und Stärke der Nachbeben nehmen mit der Zeit ab.

Magnitude	Number	Effect
5	2	Damaging
4	20	Strong
3	65	Perceptible
2	384	Not felt
1	1855	Not felt
<1	2434	Not felt
Total	4760	

4760 aftershocks of the Loma Prieta earthquake had been recorded by noon on November 7, 1989. The diminishing number of aftershocks with time is typical for large California earthquakes.



Nach dem Erdbeben von Loma Prieta in Kalifornien am 18. Okt. 1989 mit einer Magnitude $M_w = 6,9$ wurden bis zum 7. Nov. 1989 total 4760 Nachbeben gemessen [Stein 2005]

Thomas Wenk

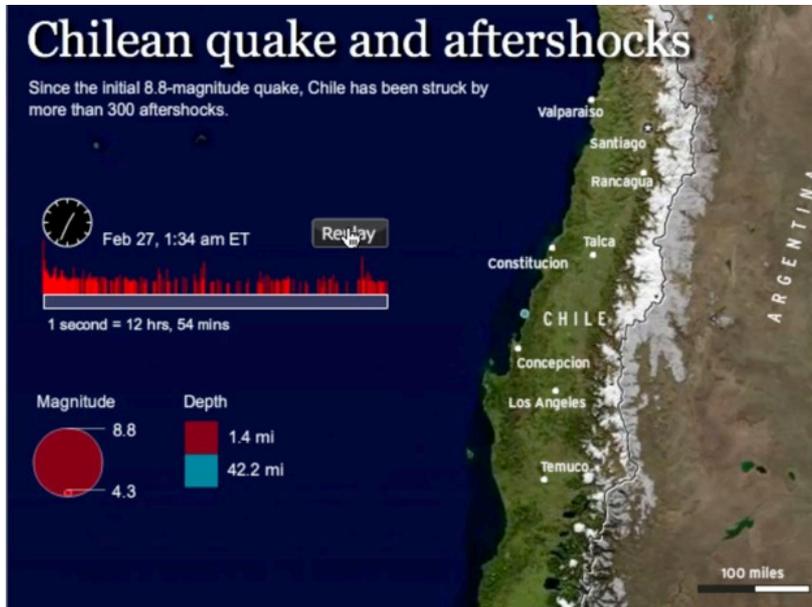
38

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Nachbeben

- Nachbebensequenz des Centro-Sur-Erdbebens vom 27.2.2010 $M_w = 8,8$
- 12 Nachbeben hatte eine Magnitude $M_w > 6,0$, das stärkste $M_w = 6,9$.
- Die Bruchfläche erstreckt sich auf etwa 600 km entlang der Pazifikküste vor Chile. Die maximale Verschiebung beträgt etwa 10 m.

[Martin et. al. 2010]



[CBS Evening News 13.3.2010]

Thomas Wenk

39

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Häufigkeit von Erdbeben weltweit

Magnitude M_w	Anzahl Erdbeben pro Jahr	Bebendauer	Länge der Bruchfläche
8,0 und grösser	1	über 100 s	über 500 km
7,0 bis 7,9	17	10 bis 100 s	80 bis 500 km
6,0 bis 6,9	134	5 bis 20 s	10 bis 100 km
5,0 bis 5,9	1320	2 bis 10 s	2 bis 20 km
4,0 bis 4,9	13'000	bis 5 s	bis 5 km

nach Daten von [USGS 2011]

Thomas Wenk

40

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Die stärksten 10 Erdbeben seit 1900 weltweit

Datum	Ort	Magnitude M_w
22.5.1960	Chile, Valdivia	9,5
28.3.1964	Prince William Sound, Alaska	9,2
26.12.2004	Sumatra, Indonesien	9,1
4.11.1952	Kamtschatka, Russland	9,0
27.2.2010	Chile, Centro-Sur (Le Maule)	8,8
31.1.1906	Ecuador	8,8
4.2.1965	Alaska	8,7
28.3.2005	Sumatra, Indonesien	8,6
9.3.1957	Andreanof Inseln, Alaska	8,6
15.8.1950	Tibet	8,6

[USGS 2011]

Erdbebenkatastrophen seit 1970

Datum	Ort	Magnitude M_w	Opfer
28.7.1976	Tangshan, China	7,5	260'000
26.12.2004	Sumatra, Indonesien	9,1	220'000
12.1.2010	Haiti	7,0	220'000
12.5.2008	Wenchuan, China	7,9	88'000
8.10.2005	Nord-Pakistan	7,6	80'000
31.5.1970	Chimbote, Peru	7,9	66'000
20.6.1990	Iran	7,4	40'000
26.12.2003	Bam, Iran	6,6	31'000
7.12.1988	Spitak, Armenien	6,8	25'000
16.9.1978	Tabas, Iran	7,8	25'000
4.2.1976	Guatemala	7,5	22'000
26.1.2001	Gujaret, Indien	7,6	20'000

[USGS 2011] [Sigma 2010]

Vergleich der Erdbebenkenngrößen

Stärke			Bodenbewegung			Auswirkungen
Erdbeben-Klasse	M [ML]	Energie [Joule]	a [%g]	v [cm/s]	d [cm]	Epizentral-Intensität und maximale Wirkung (EMS-98)
sehr schwach	2	10^7	0,1	0,01		I nicht fühlbar
					0,1	II kaum bemerkbar
schwach	3	10^9		0,1		III schwach
			1			IV deutlich
leicht	4	10^{11}		1	1	V stark
			10			VI leichte Schäden
mittel	5	10^{13}		10		VII Gebäudeschäden
					10	VIII schwere Gebäudeschäden
stark	6	10^{15}		100		IX zerstörend
			100			X sehr zerstörend
schwer	7	10^{17}			100	XI verwüstend
						XII vollständig verwüstend

[Smit 2004]

Literaturverzeichnis

Architectural Institute of Japan AIJ (1995): Records of the 1995 great Hanshin-Awaji earthquake disaster, Maruzen, Tokyo.

Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Auflage, Birkhäuser-Verlag.

Bolt B.A. (1988): Earthquakes, W.H. Freeman and Company.

Dazio A. (2008): Erdbebengefährdung und erdbebengerechter Entwurf von Neubauten, in: Erdbebensicherheit von Gebäuden – Rechts- und Haftungsfragen, Dokumentation SIA D 0227, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Grünthal G., Musson R.M.W., Schwarz J., Stucchi M. (1998): European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Conseil de l'Europe, Luxembourg.

Giardini, D., Wiemer, S., Fäh, D., Deichmann, N. (2004): Seismic Hazard Assessment of Switzerland, Swiss Seismological Service, ETH Zürich

Johnston A.C. (1990): An Earthquake Strength Scale for the Media and the Public, Earthquakes and Volcanoes, Vol. 22, No. 5, pp. 214-216.

Kramer S.L. (1996): Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall,

Martin C., Beyer K., Colbeau-Justin L., Devaux M., Quistin P., Vezin, J.-M., Wenk, T. (2010): Le Séisme du Chili (Mw=8.8) du 27 Février 2010 - Rapport de la mission AFPS/SGBE, Association Française du Génie Parasismique, Paris, Frankreich.

PEGASOS (2007): Neubestimmung der Erdbebengefährdung an den Kernkraftwerkstandorten in er Schweiz (Projekt PEGASOS), Hauptabteilung für die Sicherheit der Kernanlagen HSK, Würenlingen.

U.S. Geological Survey USGS (2011): About Earthquakes, <http://earthquake.usgs.gov/learning/>.

Literaturverzeichnis

Schweizerischer Erdbebendienst SED (2006): Swiss National Strong Motion Network (SSMNet) http://seispc2.ethz.ch/strong_motion/home.jsp ETH Zürich.

Schweizer Weltatlas (2010): Schweizerische Konferenz der kantonalen Erziehungsdirektoren (EDK) Hrsg., Schweizer Weltatlas interaktiv Version 1.0, Bern.

Sigma (2010): Natur- und Man-made-Katastrophen im Jahr 2009, Nr. 1/2010, Swiss Re, Zürich.

Slejko D. (2006): Basics of Seismology and Seismic Hazard Assessment, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Pavia.

Smithsonian (2003): Earthquakes and Eruptions CD-ROM, Office of Imaging, Printing & Photographic Services, Smithsonian Institution, Washington, DC.

Smit P. (2004): Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben. Forum 4/2004, Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Bern.

Smit P. (2007): Erdbeben Geissel der Schweiz? PHW Hochschule Wirtschaft, Vortrag 3.12.07, Zürich.

Stein S., Wysession M. (2005): An Introduction to Seismology, Earthquakes and Earth Structure, Blackwell Publishing.

Tarr A. Villaseñor A., Furlong K.P., Rhea S., Benz H.M. (2009): Seismicity of the Earth 1900–2007, U.S. Geological Survey, Golden, Colorado.

Wald L. (2002): Earthquakes 101, U.S. Geological Survey USGS, <http://earthquake.usgs.gov/learning/teachers.php>

Erdbebensicherung von Bauwerken I

3. Bemessungsbeben, Tragwiderstand und Duktilität

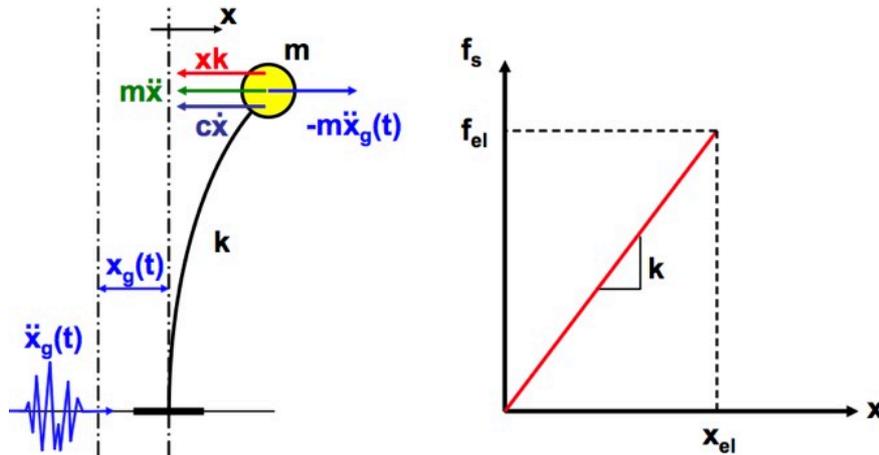
Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Inhaltsübersicht

- 3.1 Einmassenschwinger**
- 3.2 Elastische Antwortspektren**
- 3.3 Tragwiderstand und Duktilität**
- 3.4 Inelastische Antwortspektren**
- 3.5 Antwortspektren nach Newmark**
- 3.6 Geschichte der Antwortspektren**
- 3.7 Erdbebengefährdung**
- 3.8 Bemessungsbeben**

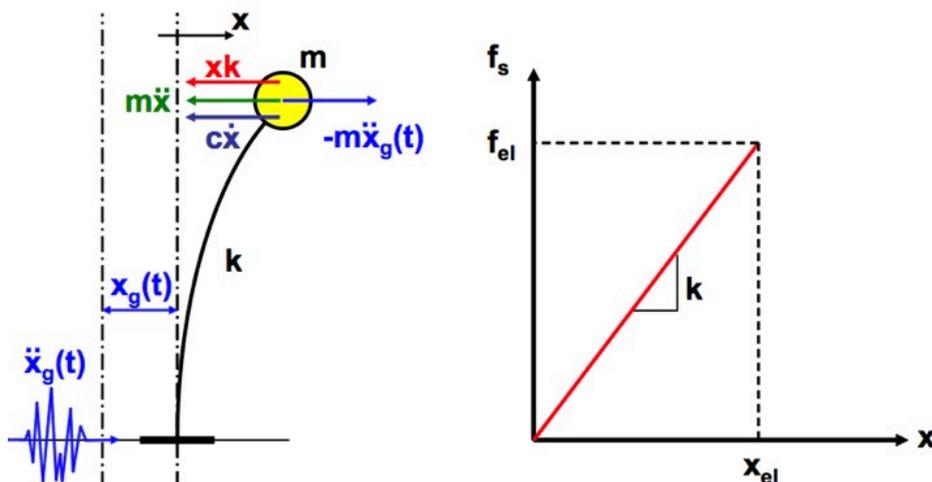
3.1 Einmassenschwinger



[Dazio 2004]

- EMS: Dynamisches System mit einem Freiheitsgrad
- Massenpunkt mit Masse m
- Feder mit Steifigkeit k : bei linearem EMS ist k konstant über die Zeit
- Dämpfer mit Dämpfungskonstante c
- Erdbebenspezifisch ist die horizontale Fusspunktanregung.
- siehe Vorlesung *Tragwerksdynamik* [Weber 2002]

EMS: Bewegungsgleichung



[Dazio 2004]

- Gleichgewichtsbedingung für den einen Freiheitsgrad (horizontale Bewegung des Massenpunktes)
- Bewegungsgleichung für Fusspunktanregung: $m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) + c\dot{x} + kx = 0$
- Kann in Differentialgleichung zweiter Ordnung mit Anregung $-m\ddot{x}_g(t)$ umgeformt werden: $m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g(t)$

EMS: Bewegungsgleichung

- Die Bewegungsgleichung des EMS kann durch die Einführung der Eigenkreisfrequenz bzw. der Eigenfrequenz oder der Schwingzeit sowie der Dämpfungsrate weiter umgeformt werden.
- Für eine gegebene Anregung hängt die Antwort des EMS nur von seiner Schwingzeit T und seiner Dämpfung ab.

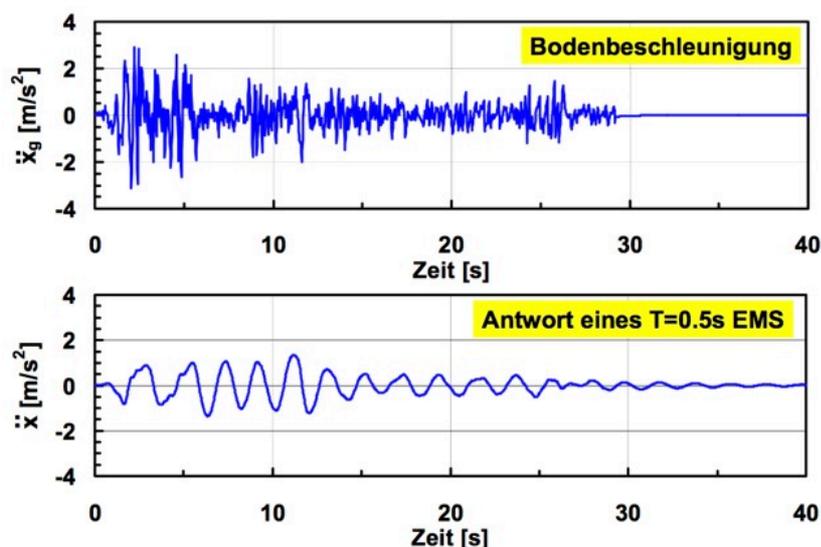
$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{x}_g(t)$$

Mit der Eigenkreisfrequenz: $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$

der Schwingzeit: $T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega}$

und der Dämpfungsrate: $\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}} = \frac{c}{2\omega m}$

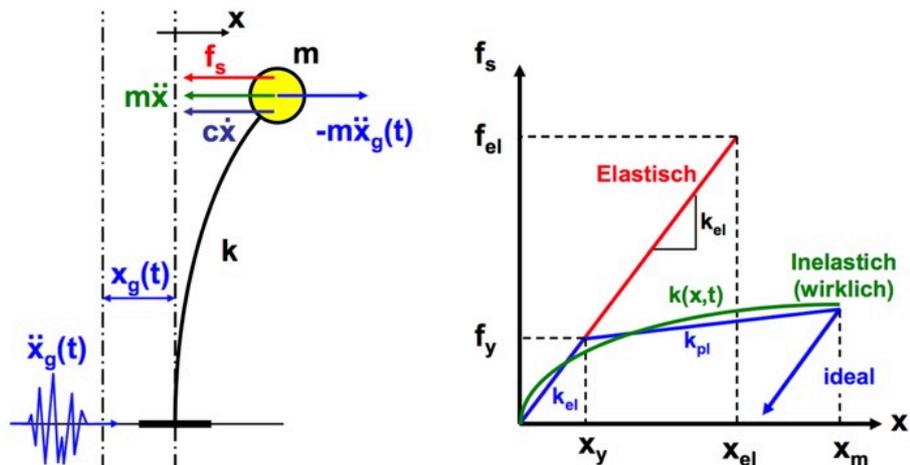
EMS: Beispiel für Zeitverlauf



[Dazio 2004]

- Linearer EMS mit Schwingzeit $T = 0,5$ s und Dämpfungsrate $\zeta = 5\%$
- Fusspunktanregung durch die aufgezeichnete Nord-Süd-Komponente der horizontalen Bodenbeschleunigung am 19.5.1940 bei El Centro (Bild oben)
- Antwortschwingung des EMS als horizontaler Beschleunigungsverlauf (Bild unten)

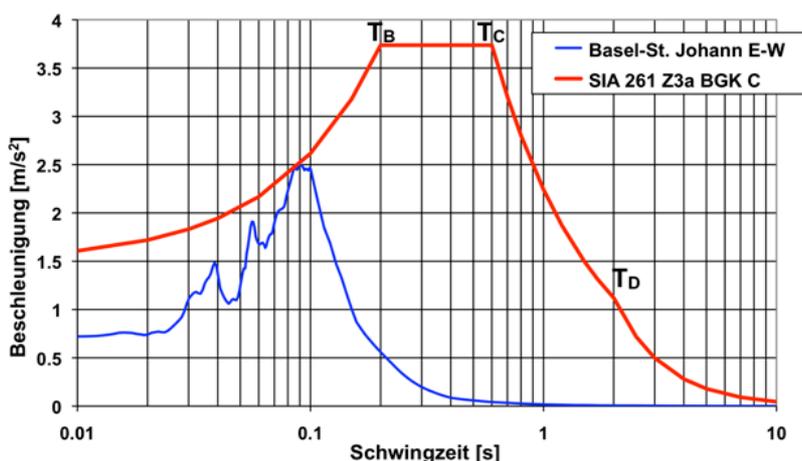
Nicht linearer Einmassenschwinger



[Dazio 2004]

- Nicht linearer EMS:
 - Federsteifigkeit variiert während der Erdbebenanregung primär als Folge der Schädigung der Baustoffe (Rissebildung, Plastifizierung)
 - Masse bleibt typischerweise konstant
 - Dämpfung wird typischerweise als konstant angenommen.
- Numerische Integration mit konstanten Eigenschaften pro Zeitschritt

3.2 Elastische Antwortspektren



Antwortspektrum der Beschleunigung aus dem gemessenen Zeitverlauf der Bodenbewegung beim Geothermie-Erdbeben vom 8.12.2008 im Vergleich mit dem elastischen Antwortspektrum der Norm SIA 261 für den Standort in Basel-St. Johann (Erdbebenzone Z3a und Baugrundklasse C).

- Im Erdbebeningenieurwesen interessieren weniger die Zeitverläufe sondern die maximalen Bewegungsgrößen und Kräfte während eines Erdbebens.
- Dazu dient das Antwortspektrum, eine graphische Darstellung der maximalen Antwort eines EMS in Funktion seiner Schwingzeit für eine gegebene Fusspunktanregung.
- Es wird zwischen geglätteten Antwortspektren in Normen und nicht geglätteten Antwortspektren als Auswertung einer einzelnen Aufzeichnung unterschieden.

Ermittlung von elastischen Antwortspektren

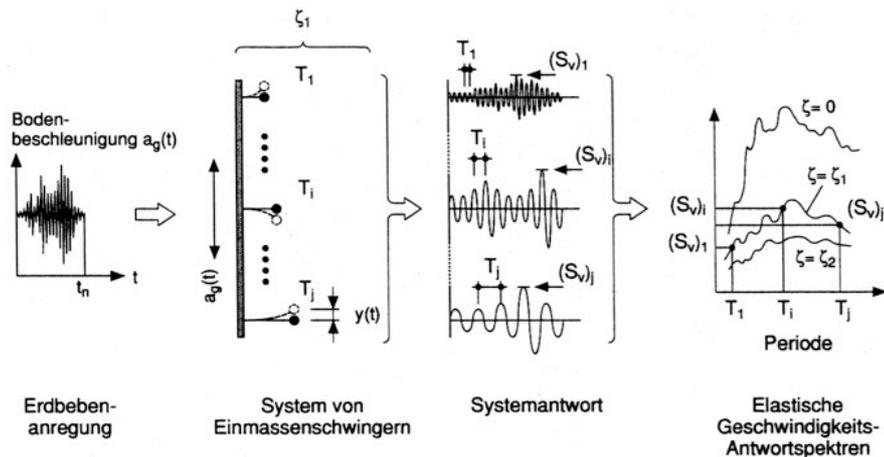
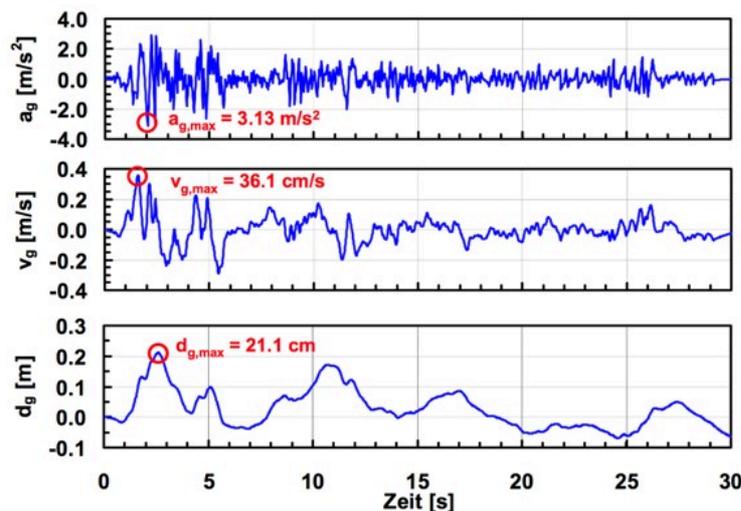


Bild 2.25 in [Bachmann 2002]

Prozedur zur Ermittlung von Antwortspektren:

- lineare EMS mit unterschiedlichen Schwingzeiten T_i und gleicher Dämpfung ζ_1
- Lösung der Bewegungsdifferentialgleichung (Systemantwort) für jeden EMS für die gegebene Erdbebenanregung.
- Bestimmung der Maximalwerte der Systemantwort, z.B. den Maximalwert der Geschwindigkeit S_{vi}
- graphische Darstellung der S_{vi} in Funktion der Schwingzeiten T_i der EMS
- Prozedur kann für unterschiedliche Dämpfung ζ_i und für die Beschleunigung oder die Verschiebung wiederholt werden.

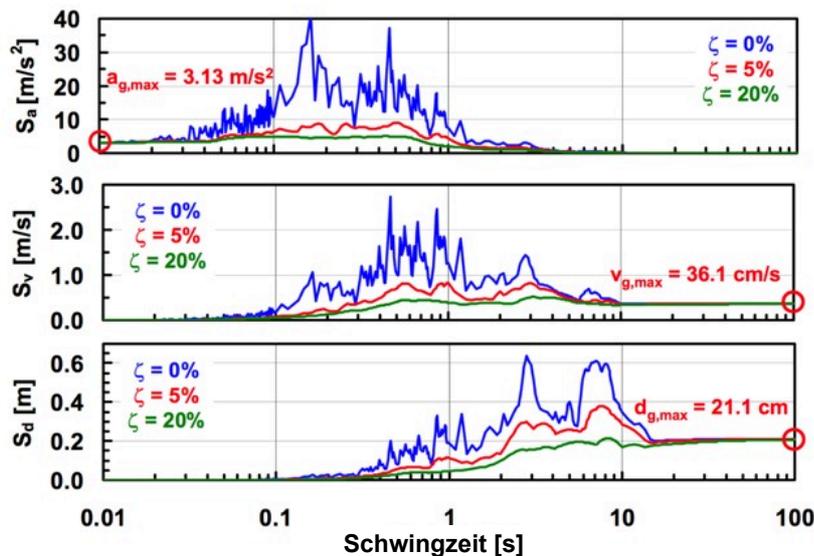
Beispiel für elastische Antwortspektren: El Centro



[Dazio 2004]

- Für die folgenden Beispiele wird als Anregung verwendet:
 - Nord-Süd-Komponente der Bodenbewegung gemessen in El Centro beim $M_w = 7,1$ Imperial Valley-Erdbeben am 19.5.1940 in Süd-Kalifornien.
 - maximale Beschleunigung: $3,13 \text{ m/s}^2$
 - maximale Geschwindigkeit: $36,1 \text{ cm/s}$
 - maximale Verschiebung: $21,1 \text{ cm}$

Beispiel für elastische Antwortspektren: El Centro



[Dazio 2004]

- elastische Antwortspektren für 0%/5%/20% Dämpfung der:
 - absoluten Beschleunigung S_a
 - relativen Geschwindigkeit S_v
 - relativen Verschiebung S_d
- Die Maximalwerte aus den Zeitverläufen erscheinen als Grenzwerte der Antwortspektren für ganz kleine und ganz grosse Schwingzeiten T .

Thomas Wenk

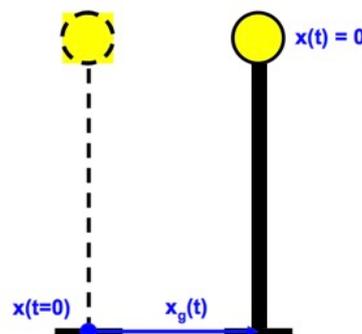
11

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Grenzwerte für einen sehr steifen EMS

$$\ddot{x}_a + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2x = 0$$

$$x = 0 \Rightarrow \ddot{x}_a(t) = \ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t) = \ddot{x}_g(t)$$



Dazio 2004]

- Beim sehr steifem EMS geht die Schwingzeit $T \rightarrow 0$ und die Eigenkreisfrequenz $\omega \rightarrow \infty$.
- Der sehr steife EMS bewegt sich quasi starr mit dem Boden:
 - die relative Verschiebung $x(t) = 0$ und damit auch der Maximalwert $S_d = 0$
 - die relative Geschwindigkeit $\dot{x}(t) = 0$ und damit auch der Maximalwert $S_v = 0$
 - die absolute Beschleunigung ist gleich der Bodenbeschleunigung und damit $S_a = a_{g,max}$
- Vergleiche die Spektralwerte für $T = 0,01$ s in Folie 11 mit den Maximalwerten des Zeitverlaufs in Folie 10!

Thomas Wenk

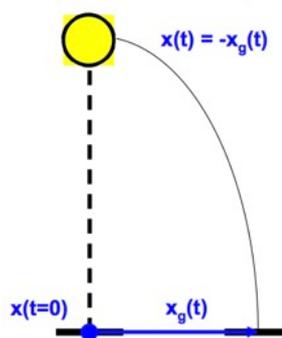
12

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Grenzwerte für einen sehr weichen EMS

$$\ddot{x}_a + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2x = 0$$

$$\ddot{x}(t) = -\ddot{x}_g(t) \Rightarrow x(t) = -x_g(t)$$

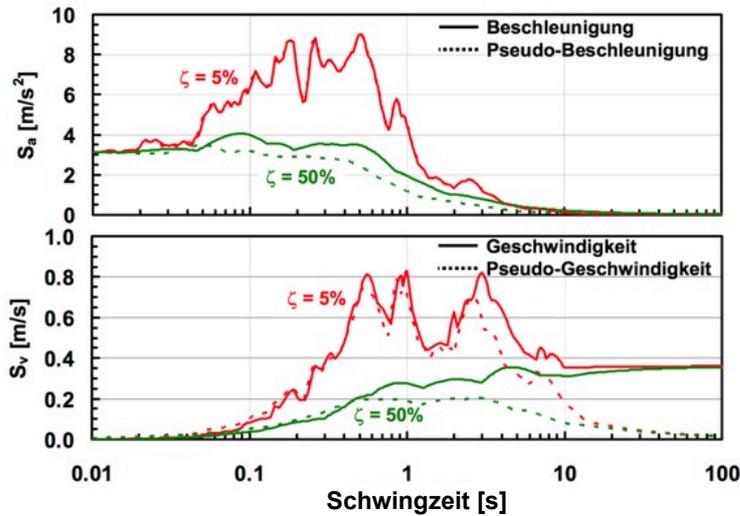


- Beim sehr weichen EMS geht die Schwingzeit $T \rightarrow \infty$ und die Eigenkreisfrequenz $\omega \rightarrow 0$.
- Der sehr weiche EMS bleibt in Ruhe, d.h. die absolute Beschleunigung = 0:
 - die absolute Beschleunigung $S_a = 0$
 - die relative Verschiebung $x(t) = -x_g(t)$ und damit der Maximalwert $S_d = d_{g,max}$
 - die relative Geschwindigkeit gleich der Bodengeschwindigkeit und damit der Maximalwert $S_v = v_{g,max}$
- Vergleiche die Spektralwerte für $T = 100$ s in Folie 11 mit den Maximalwerten des Zeitverlaufs in Folie 10!

Pseudo-Bewegungsgrößen

- Neben den Antwortspektren der absoluten Beschleunigung S_a , der relativen Geschwindigkeit S_v und der relativen Verschiebung S_d werden auch Antwortspektren von so genannten Pseudo-Bewegungsgrößen S_{pv} und S_{pa} verwendet, die durch Multiplikation von S_d mit ω bzw. ω^2 erhalten werden.
- Pseudo-Geschwindigkeit S_{pv}
 - $S_{pv} = \omega S_d$
 - S_{pv} hat die Dimension einer Geschwindigkeit und ist ein Mass für die maximale Verformungsenergie E_s des EMS.
 - $E_s = S_d^2 k/2 = (S_{pv}/\omega)^2 k/2 = S_{pv}^2 m/2$
- Pseudo-Beschleunigung S_{pa}
 - $S_{pa} = \omega^2 S_d$
 - S_{pa} hat die Dimension einer Beschleunigung und ist ein Mass für die maximale Querkraft V des EMS.
 - $V = S_d k = (S_{pa}/\omega^2) k = S_{pa} m$
- $\Psi\epsilon\upsilon\delta\omicron\varsigma$ bedeutet auf Griechisch: *Täuschung, Lüge*

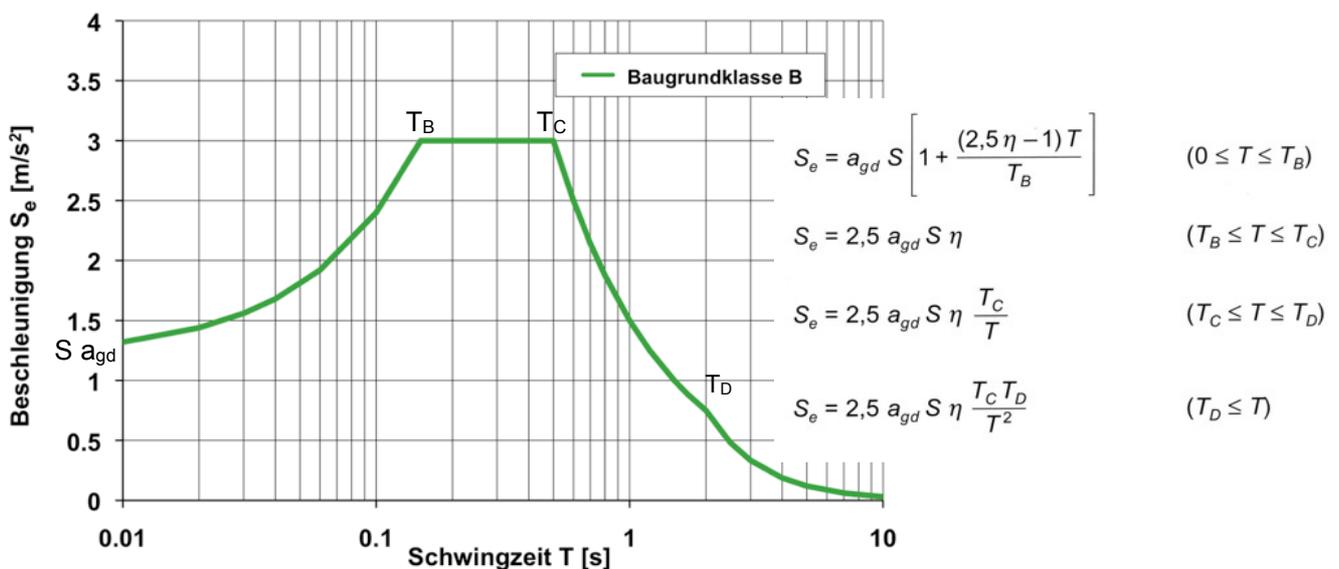
Pseudo-Bewegungsgrößen



[Dazio 2004]

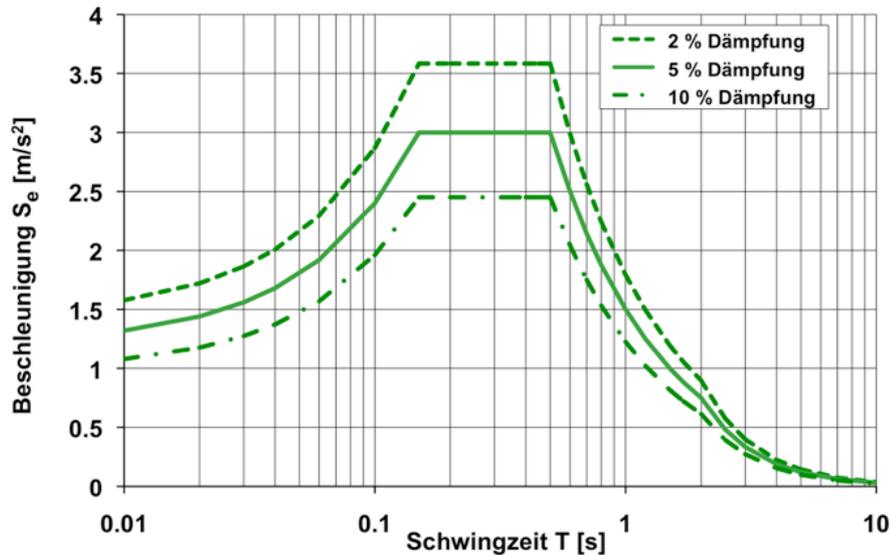
- Der Unterschied zwischen S_a und S_{pa} ist praktisch vernachlässigbar.
 - Für Dämpfung $\zeta = 0$ ist $S_{pa} = S_a$ und für $\zeta < 20\%$ ist $S_{pa} \approx S_a$
- Der Unterschied zwischen S_v und S_{pv} ist für grosse Schwingzeiten signifikant.
 - Unabhängig von der Dämpfung geht für $T \rightarrow \infty$ $S_{pv} \rightarrow 0$ während $S_v \rightarrow v_{g,max}$
 - Für Schwingzeiten $T < 2$ s und $\zeta < 20\%$ ist $S_{pv} \approx S_v$

Elastische Antwortspektren der Norm SIA 261



- In der Norm SIA 261 Ziffer 16.2.3 werden geglättete Antwortspektren für elastisches Tragwerksverhalten in Funktion der Erdbebenzone, der Baugrundklasse und der Dämpfung definiert.
- Dargestellt ist das elastische Antwortspektrum für Erdbebenzone Z2 mit $a_{gd} = 1$ m/s², Baugrundklasse B ($S = 1,2$) und Dämpfung $\zeta = 5\%$ ($\eta = 1,0$).

Elastische Antwortspektren und Dämpfung



- Unterschiedliche viskose Dämpfung wird mittels Korrekturbeiwert η berücksichtigt: $\eta = \sqrt{\frac{1}{0,5 + 10\xi}} \approx 0,55$ (SIA 261 Ziffer 16.2.3.1)
- Für $\xi = \zeta = 5\%$ (Referenzwert) wird $\eta = 1,0$.
- Für $\zeta = 2\%$ wird $\eta = 1,20$ und für $\zeta = 10\%$ wird $\eta = 0,82$.

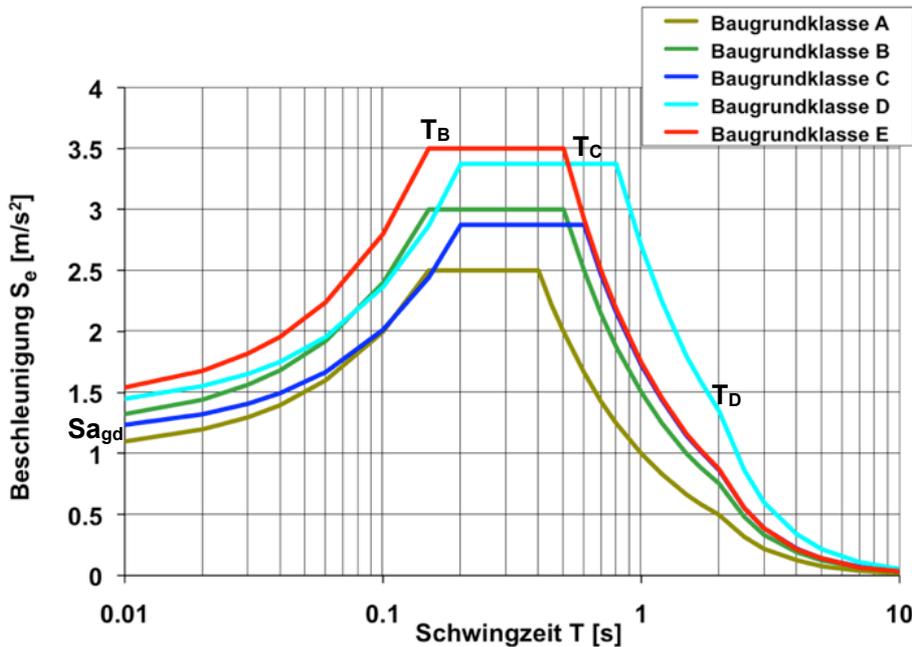
Elastische Antwortspektren und Baugrundklassen

Geotechnische Beschreibung und Parameter der Antwortspektren für die 5 Baugrundklassen der Norm SIA 261

Baugrund-klasse	Beschreibung	v_s [m/s]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	harter oder weicher Fels	> 800	1,0	0,15	0,4	2,0
B	zementierter Kies und Sand > 30 m	400...800	1,2	0,15	0,5	2,0
C	normal konsolidierter Kies und Sand > 30 m	300...500	1,15	0,20	0,6	2,0
D	nicht konsolidierter Sand, Silt und Ton > 30 m	150...300	1,35	0,20	0,8	2,0
E	Deckschicht aus C oder D mit Mächtigkeit von 5 m bis 30 m über A oder B	-	1,4	0,15	0,5	2,0
F	Seekreide, Torf, Rutschmassen > 10 m	-	?	?	?	?

Für die BGK F sind die Parameter durch eine standortspezifische bodendynamische Untersuchung im Einzelfall festzulegen.

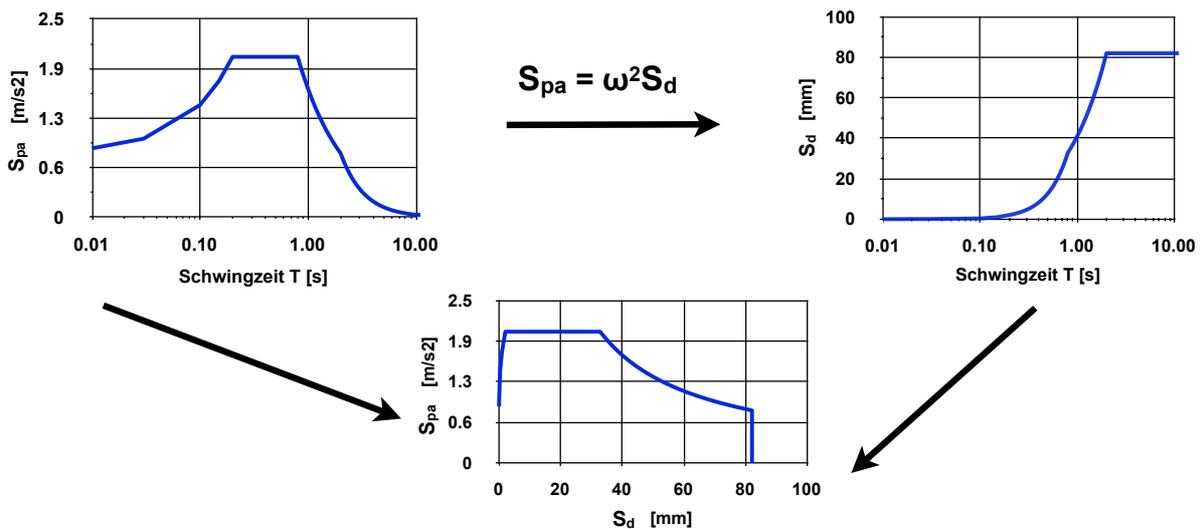
Elastische Antwortspektren der 5 Baugrundklassen



dargestellt für Zone Z2
mit $a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$ und
einer Dämpfung $\zeta = 5\%$

Elastische Antwortspektren im ADRS-Format

ADRS: Acceleration-Displacement-Response Spectrum



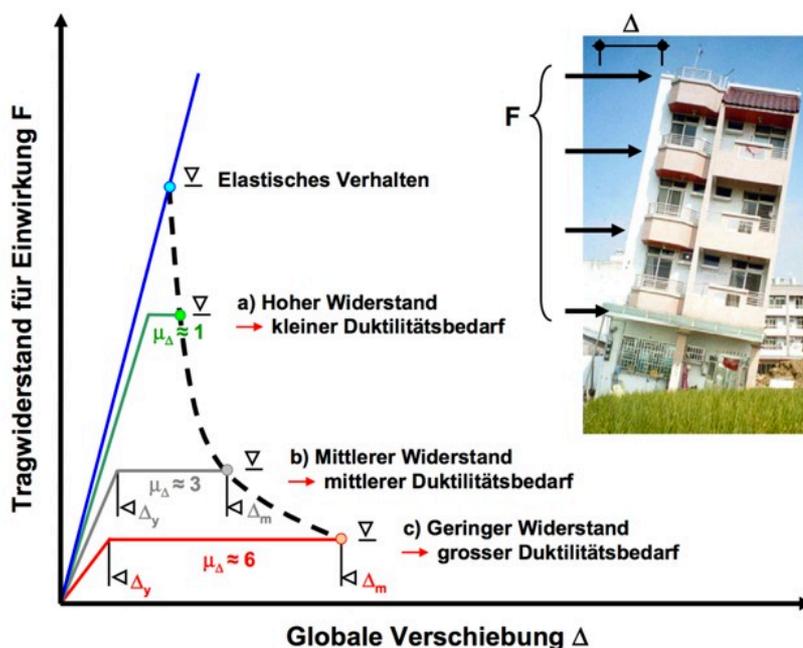
- Das ADRS-Spektrum wird durch Kombination des Beschleunigungs- und des Verschiebungsspektrums konstruiert.
- Das ADRS-Spektrum kann mit der Kraft-Verschiebungskurve (Push-over-Kurve des Tragwerks verglichen werden (Figur 1 im Merkblatt SIA 2018).

3.3 Tragwiderstand und Duktilität

- Erdbeben mit langen Wiederkehrperioden sind wesentlich stärker als Erdbeben mit kürzeren Wiederkehrperioden auch im Vergleich mit anderen Naturgefahren wie z.B. Wind.
- Deshalb wird für das Bemessungsbeben in den Normen eine grosse Wiederkehrperiode von etwa 500 Jahren für normale Bauten angenommen, d.h. wesentlich mehr als z.B. die Wiederkehrperiode von 50 Jahren des charakteristischen Wertes des Windes.
- Andererseits werden für das vergleichsweise seltene Bemessungsbeben gewisse Schäden am Bauwerk in Kauf genommen.
- Eine Erdbebenbemessung für rein elastisches Verhalten bedingt, abgesehen von Gebieten mit niedriger Seismizität, sehr hohe Tragwiderstände und ist meist unwirtschaftlich.
- Dank Duktilität, d.h. plastischem Verformungsvermögen, kann der erforderliche Tragwiderstand gegenüber rein elastischem Verhalten auf einen Bruchteil reduziert werden.

Tragwiderstand und Duktilität

Um einem gegebenen Erdbeben zu widerstehen, sind unterschiedliche Bemessungsstrategien möglich.



[Dazio 2008]

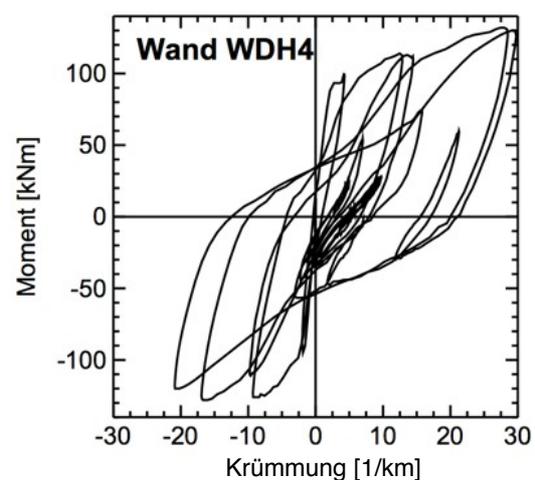
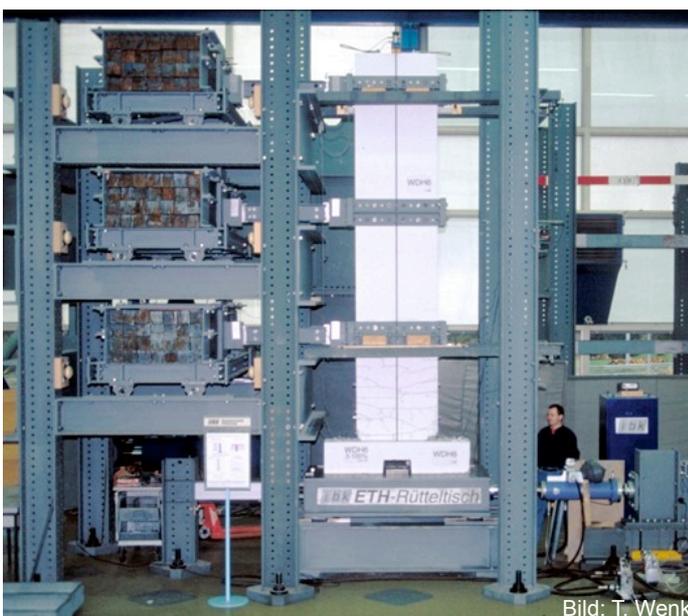
Tragwiderstand und Duktilität

- Für das Erdbebenverhalten eines Tragwerks sind vor allem folgende beiden Eigenschaften wichtig:
 - Tragwiderstand gegen horizontale Kräfte
 - Duktilität
- Zwischen diesen beiden Grössen besteht eine enge Interaktion.
- Bezüglich Einsturzgefahr gilt folgende approximative Beziehung:

„Güte“ des Erdbebenverhaltens = Tragwiderstand x Duktilität

- Wenn der Tragwiderstand erreicht wird, so bedeutet dies noch keinen Einsturz. Je nach vorhandener Duktilität können wesentlich grössere Erdbebenbeanspruchungen aufgenommen werden.
- Mit zunehmender plastischer Verformung entstehen Schäden, die jedoch für ein sehr seltenes Ereignis akzeptiert werden können.

Dynamisches Verhalten einer Stahlbetontragwand



[Lestuzzi 1999]

Versuchseinrichtung mit 4,7 m hohen und 0,9 m langen Stahlbetonwand auf dem Rütteltisch (links), Hysteresekurven der Momenten-Krümmungs-Beziehung am Wandfuss (rechts). Erreicht wurde eine Krümmungsduktilität von $\mu_{\varphi} = 9$.

Dynamisches Verhalten einer Stahlbetontragwand



1. Versuch

Anregung: 80% eines Zeitverlaufs der horizontalen Verschiebung kompatibel zum elastischen Antwortspektrum der Zone Z3b BGK C

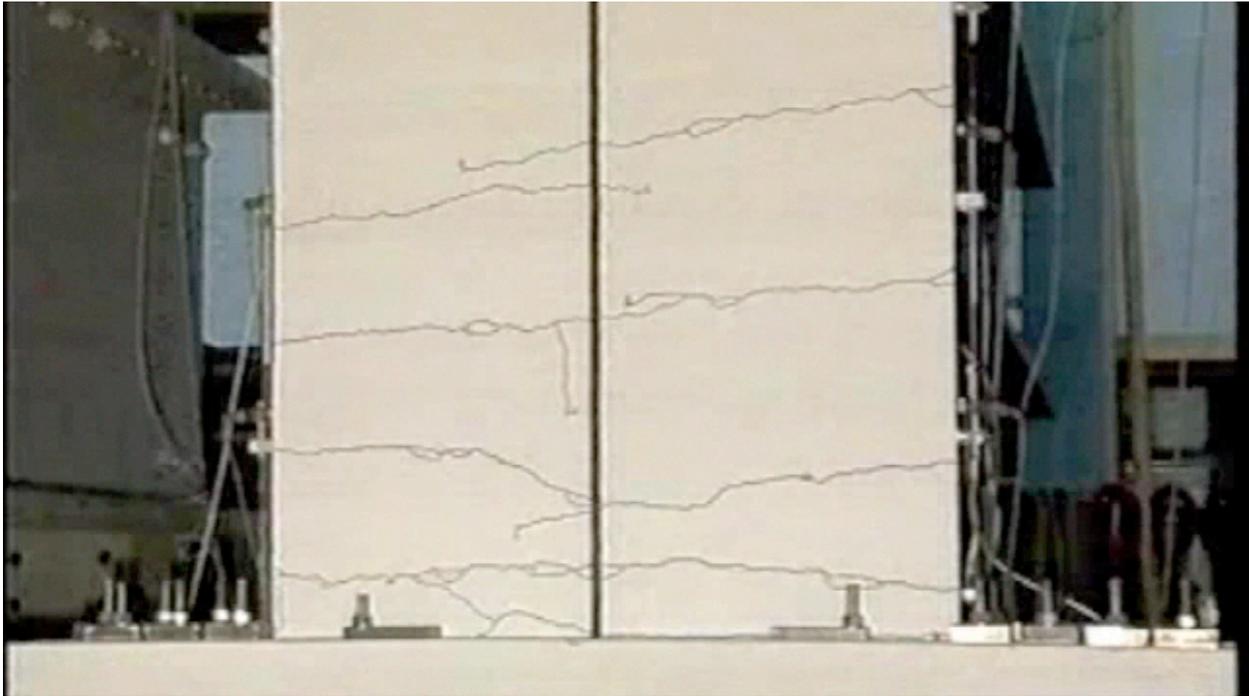
Dynamisches Verhalten einer Stahlbetontragwand



2. Versuch

Anregung: 100% eines Zeitverlaufs der horizontalen Verschiebung kompatibel zum elastischen Antwortspektrum der Zone Z3b BGK C

Dynamisches Verhalten einer Stahlbetontragwand



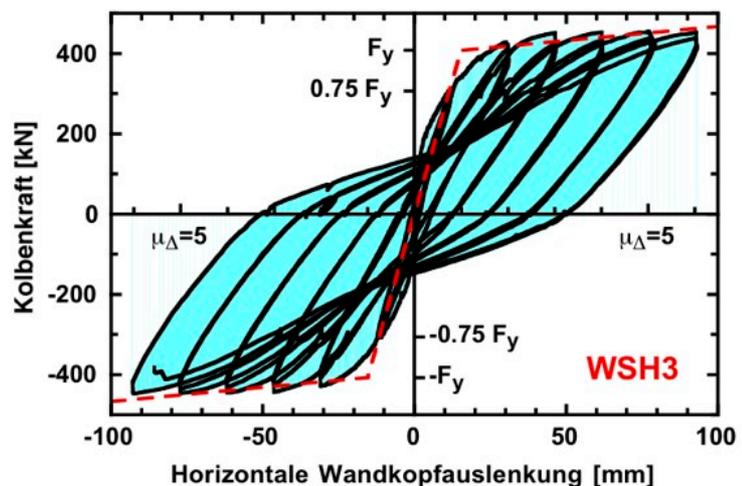
2. Versuch: Detailansicht des plastischen Bereichs am Wandfuss

Anregung: 100% eines Zeitverlaufs der horizontalen Verschiebung kompatibel zum elastischen Antwortspektrum der Zone Z3b BGK C

Statisch-zyklisches Verhalten einer Stahlbetontragwand



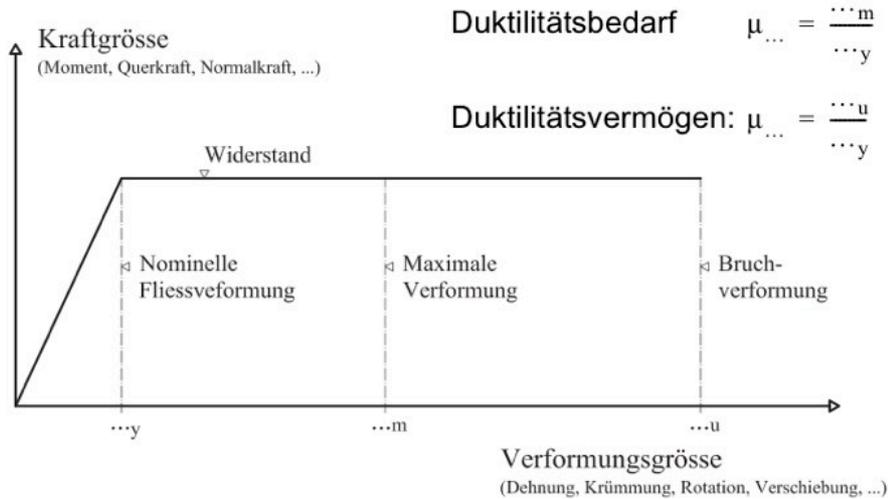
Bild: T. Wenk



[Dazio 1999]

Versuchseinrichtung mit 5,5 m hoher und 2 m langer Stahlbetonwand (links), Hysteresekurven unter horizontaler Hin- und Herbewegung (rechts). Erreicht wurde eine Verschiebeduktilität von $\mu_{\Delta} = 6$.

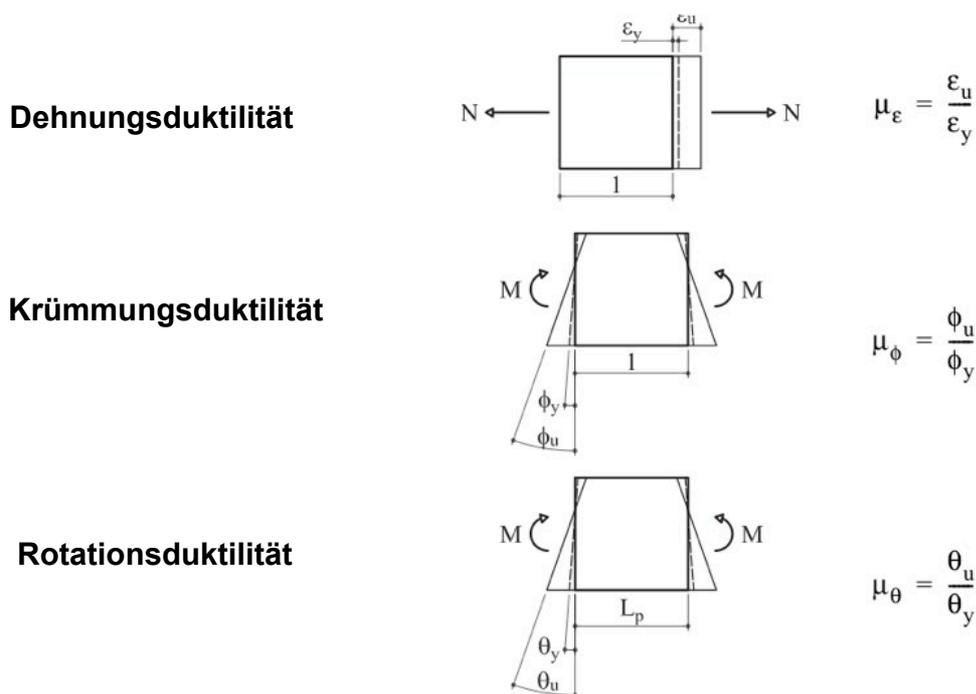
Definition der Duktilität



- Duktilität oder Zähigkeit ist allgemein das plastische Verformungsvermögen eines Baustoffes.
- Duktilität wird auch für das gesamte Verformungsvermögen bezogen auf die Verformung bei Fließbeginn verwendet.
- Der Duktilitätsbedarf wird aus der Erdbebeneinwirkung berechnet und sollte kleiner sein als das Duktilitätsvermögen des betrachteten Bauteils.

Arten der Duktilität

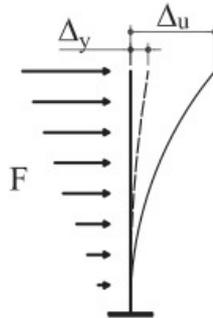
Lokale Duktilität im Querschnitt eines Bauteils



Arten der Duktilität

Globale Duktilität des Tragwerks

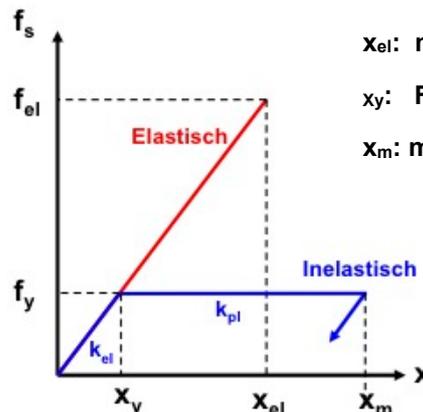
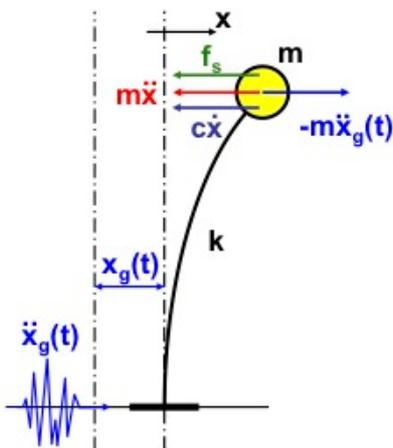
Verschiebeduktilität



$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

- Die Verschiebeduktilität wird typischerweise auf dem Niveau der obersten Geschossdecke im Tragwerk oder auf der Höhe der Masse des äquivalenten EMS betrachtet.
- Der Zusammenhang zwischen lokaler Duktilität (z.B. Krümmungsduktilität am Fusspunkt) und der globalen Duktilität (Verschiebeduktilität) hängt primär von der Geometrie und der Regularität des Tragwerks ab (siehe das Beispiel in Kapitel 3.5.2 von [Bachmann 2002]).
- Der lokale Duktilitätsbedarf beträgt in der Regel ein Vielfaches des globalen Duktilitätsbedarfs.

3.4 Inelastische Antwortspektren

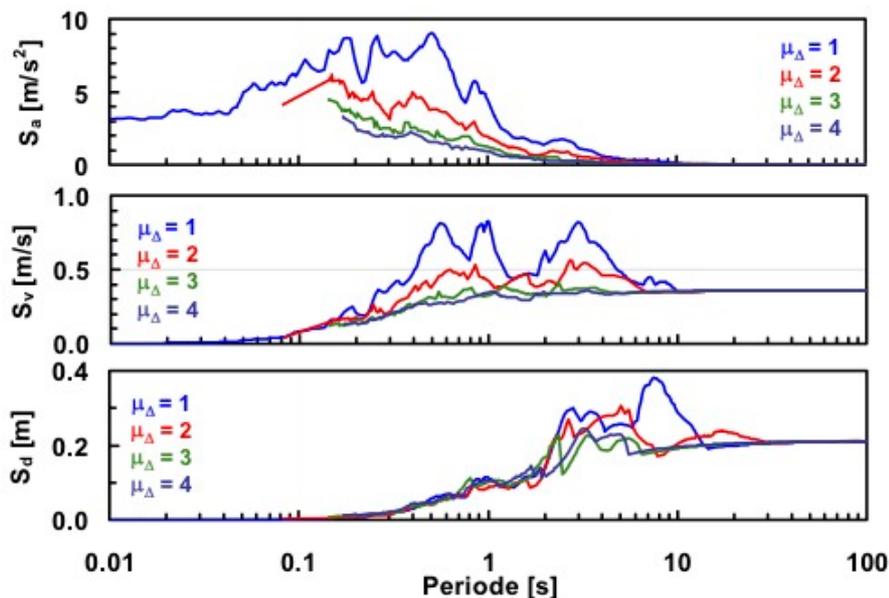


- x_{el} : max. Verschiebung des el. EMS
- x_y : Fließverschiebung des inel. EMS
- x_m : max. Verschiebung des inel. EMS

[Dazio 2004]

- Das wirkliche Verhalten wird durch einen nicht linearen EMS mit linear-elastischem, ideal-plastischem Verhalten approximiert.
- Definitionen:
 - Kraftreduktionsfaktor: $R_y = f_{el}/f_y$
 - Verschiebeduktilität: $\mu_{\Delta} = x_m/x_y$
- Gesucht wird eine einfache Beziehung zwischen R_y und μ_{Δ} .

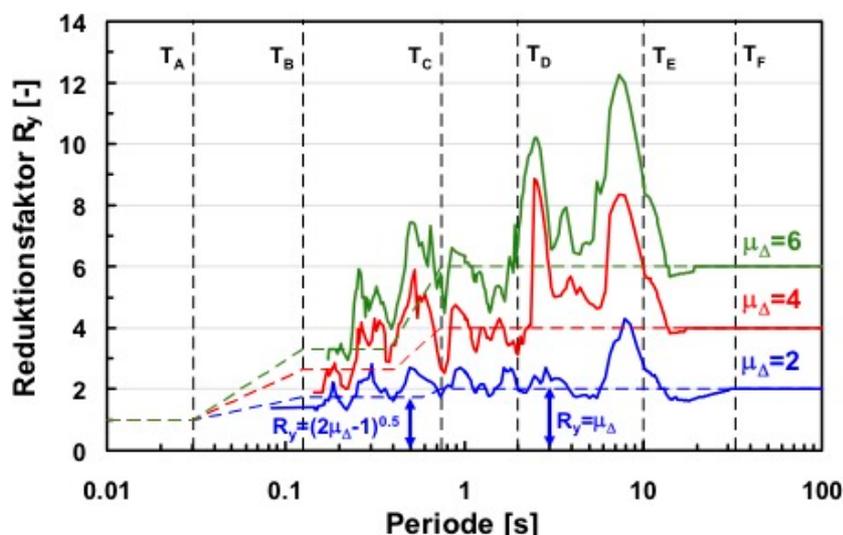
Inelastische Antwortspektren



[Dazio 2004]

- Iterativ berechnete inelastische Antwortspektren, so dass der gewünschte Sollwert der Verschiebeduktilität μ_Δ gerade erreicht wird.
- Je grösser μ_Δ desto grösser die Reduktion der Spektralwerte S_a und S_v .
- Die spektral Verschiebung S_d bleibt etwa gleich unabhängig von μ_Δ .

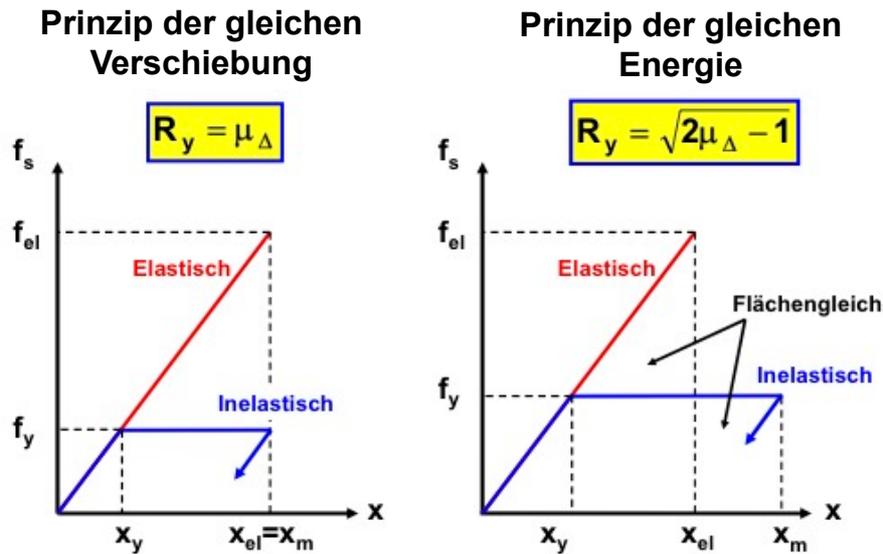
Inelastische Antwortspektren: Reduktionsfaktor



[Dazio 2004]

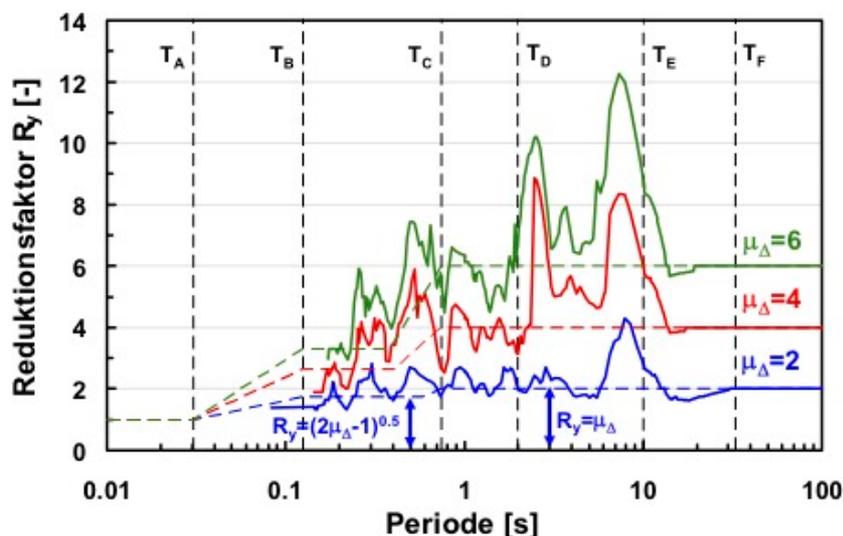
- Kraftreduktionsfaktor R_y der iterativ berechneten inelastischen Antwortspektren für unterschiedliche Sollwerte der Verschiebeduktilität μ_Δ .
- Abhängig von der Schwingzeit T lassen sich Beziehungen, so genannte Abminderungsgesetze, zwischen R_y und μ_Δ ableiten:
 $R_y = \text{Funktion}(\mu_\Delta, T)$

Inelastische Antwortspektren: Abminderungsgesetze



- Zwei ganz einfache empirische Abminderungsgesetze für die Beziehung zwischen R_y und μ_{Δ} haben sich in den Normen durchgesetzt:
 - Prinzip der gleichen Verschiebung
 - Prinzip der gleichen Energie (Formänderungsarbeit)
- Für andere, kompliziertere Abminderungsgesetze siehe [Chopra 2007].

Inelastische Antwortspektren: Abminderungsgesetze

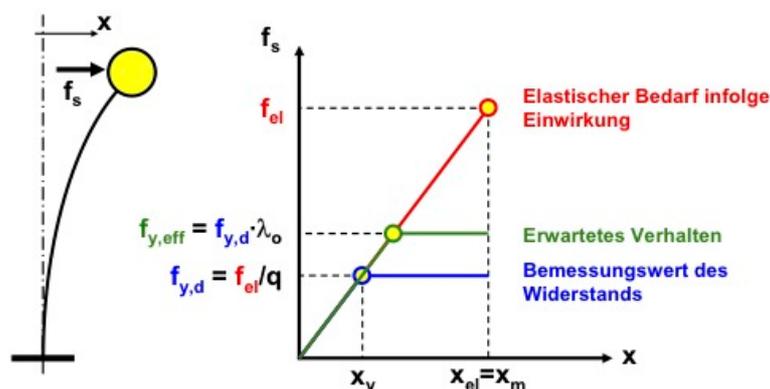


- Die gestrichelten Linien zeigen die beiden Abminderungsgesetze:
 - das Prinzip der gleichen Verschiebung für grössere Schwingzeiten $T > T_C$
 - und das Prinzip der gleichen Energie für mittlere Schwingzeiten $T_B < T < T_C$
- Praktische keine Reduktion ergibt sich für sehr kleine Schwingzeiten $T < T_A$.

Inelastische Antwortspektren anhand R_y - μ_Δ -T-Beziehung

- Die inelastischen Spektren werden anhand von R_y - μ_Δ -T-Beziehungen aus den elastischen Spektren berechnet.
- Allgemein gilt:
 - Pseudo-Beschleunigung: $S_{pa, inelastisch} = S_{pa, elastisch} / R_y$
 - Verschiebung: $S_{d, inelastisch} = S_{d, elastisch} \mu_\Delta / R_y$
 - $S_{pa, elastisch} = \omega^2 S_{d, elastisch}$
 - $S_{pa, inelastisch} \neq \omega^2 S_{d, inelastisch}$
- Die erste Gleichung folgt direkt aus der Definition des Kraftreduktionsfaktors: $R_y = f_{el}/f_y$
- Die zweite Gleichung kann folgendermassen hergeleitet werden:
 - $S_{d, inelastisch} = x_m = \mu_\Delta x_y$ und es ist: $S_{d, elastisch} = x_{el} = x_y f_{el} / f_y = x_y R_y$
 - x_y einsetzen: $S_{d, inelastisch} = \mu_\Delta x_y = \mu_\Delta S_{d, elastisch} / R_y$
- Für das Prinzip der gleichen Verschiebungen ($R_y = \mu_\Delta$) gilt:
 - Pseudo-Beschleunigung: $S_{pa, inelastisch} = S_{pa, elastisch} / \mu_\Delta$
 - Verschiebung: $S_{d, inelastisch} = S_{d, elastisch}$

Inelastische Antwortspektren der Norm SIA 261



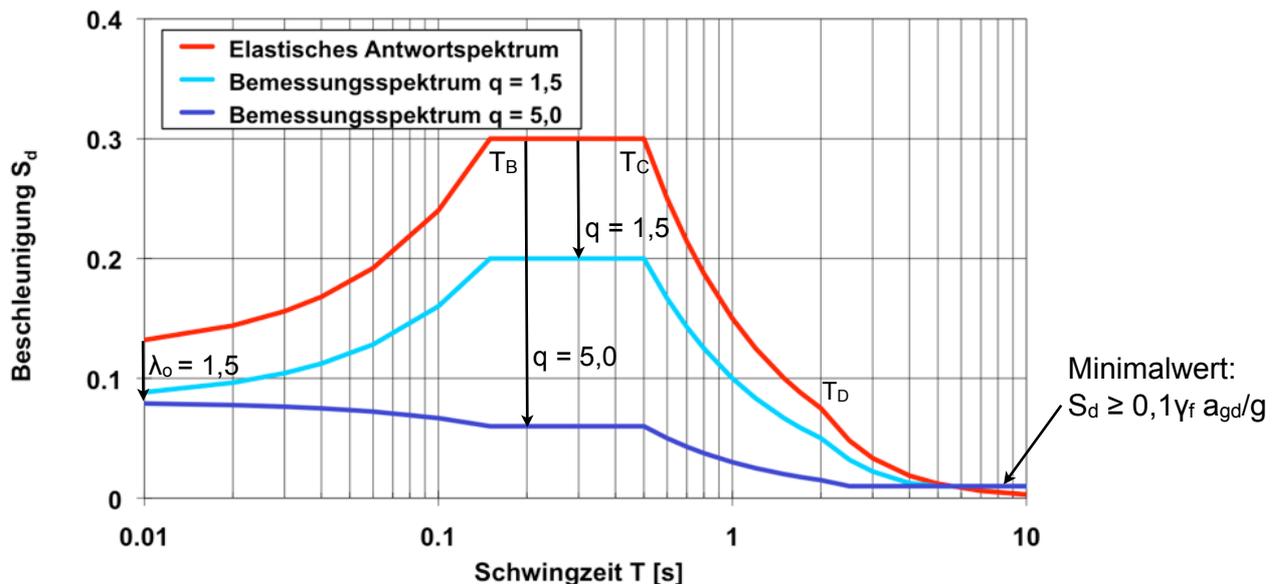
[Dazio 2004]

- Das inelastische Antwortspektrum der Beschleunigung wird in der Norm SIA 261 *Bemessungsspektrum* genannt.
- Das inelastische Verhalten wird durch den Verhaltensbeiwert q erfasst. Der Kraftreduktionsfaktor $R_y = q$.
- Der Verhaltensbeiwert q berücksichtigt neben der Verschiebeduktilität auch die Überfestigkeit λ_o zwischen Bemessungswerten und mittlerem Tragwiderstand: $q = \lambda_o \mu_\Delta$.
- Der Minimalwert für q beträgt 1,5 und damit wird die Überfestigkeit λ_o implizit zu 1,5 angenommen für alle Tragwerke.

Inelastische Antwortspektren der Norm SIA 261

- Das Bemessungsspektrum wird nach dem Prinzip der gleichen Verschiebung aus dem elastischen Antwortspektrum für eine Dämpfung von $\xi = 5\%$ bestimmt.
- Eine von $\xi = 5\%$ unterschiedliche Dämpfung wird implizit durch den Verhaltensbeiwert $q = \lambda_0 \mu_\Delta$ berücksichtigt.
- Für sehr kleine Schwingzeiten $T \rightarrow 0$ erfolgt die Reduktion nur noch aufgrund des Anteils der Überfestigkeit λ_0 im Verhaltensbeiwert q , d.h. der Reduktionsfaktor nähert sich λ_0 an.
- Für Schwingzeiten $T < T_B$ wird der Reduktionsfaktor zwischen q und λ_0 interpoliert.
- Die Verschiebungen werden durch Multiplikation des auf Grund des Bemessungsspektrums ermittelten elastischen Anteils der Verschiebung mit dem Verhaltensbeiwert bestimmt (SIA 261, Ziffer 16.5.5.1):
 $S_{d, \text{inelastisch}} = q \cdot x_y$.

Inelastische Antwortspektren der Norm SIA 261



- Dargestellt sind die horizontalen Beschleunigungsspektren für Erdbebenzone Z2 ($a_{gd} = 1 \text{ m/s}^2$), Baugrundklasse B und Bauwerksklasse I ($\gamma_f = 1,0$).
- Das Bemessungsspektrum ist dimensionslos, d.h. normiert auf die Erdbeschleunigung g .
- Der Index d in S_d steht für Bemessungswert (design value).

Inelastische Antwortspektren der Norm SIA 261

Das Bemessungsspektrum setzt sich in Reihenfolge aufsteigender Schwingzeiten aus folgenden fünf Bereichen zusammen (SIA Ziffer 16.2.4):

- $0 \leq T \leq T_B$: Interpolationsbereich
- $T_B \leq T \leq T_C$: Bereich konstanter Pseudo-Beschleunigung
- $T_C \leq T \leq T_D$: Bereich konstanter Pseudo-Geschwindigkeit
- $T_D \leq T$: Bereich konstanter Verschiebung
- $S_d \geq 0,1\gamma_f a_{gd}/g$: Bereich konstanter Pseudo-Beschleunigung. Dies entspricht einer quadratischen Zunahme der Verschiebung mit T .

$$S_d = \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} S \left[0,67 + \left(\frac{2,5}{q} - 0,67 \right) \frac{T}{T_B} \right] \quad (0 \leq T \leq T_B)$$

$$S_d = 2,5 \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} \frac{S}{q} \quad (T_B \leq T \leq T_C)$$

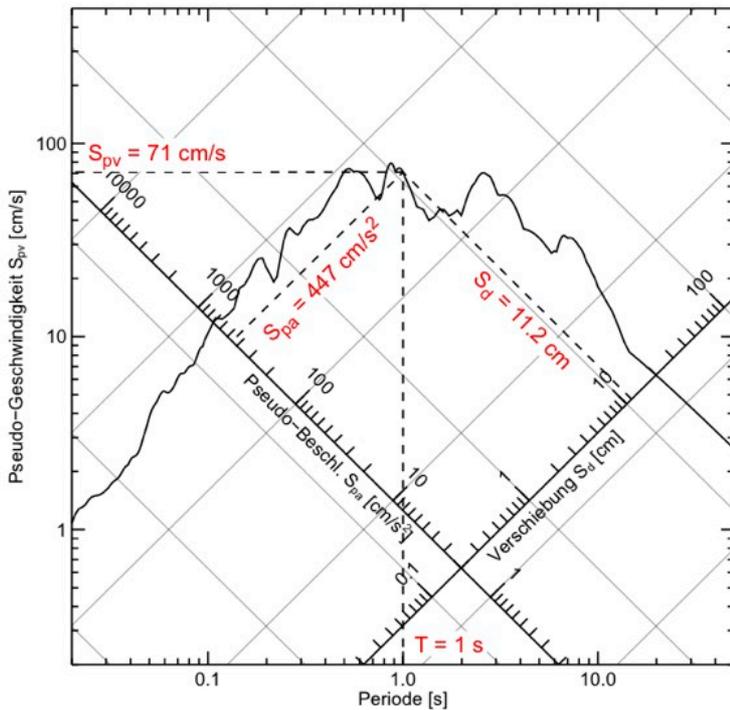
$$S_d = 2,5 \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} S \frac{T_C}{T q} \quad (T_C \leq T \leq T_D)$$

$$S_d = 2,5 \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} S \frac{T_C T_D}{T^2 q} \geq 0,1 \gamma_f \frac{a_{gd}}{g} \quad (T_D \leq T)$$

3.5 Antwortspektren nach Newmark

- Die heute in den meisten Normen (Eurocode 8, International Building Code (IBC), SIA 261, usw.) verwendeten geglätteten Antwortspektren gehen auf Nathan Newmark (1982) zurück.
- Das Antwortspektrum nach Newmark besteht im wesentlichen aus drei Abschnitten konstanter Spektralwerte der Beschleunigung, der Pseudo-Geschwindigkeit und der Verschiebung.
- Die drei konstanten Spektralwerte werden durch Multiplikation der entsprechenden Maximalwerte der Bodenbewegung mit Amplifikationsfaktoren berechnet.
- Aus dem elastischen Antwortspektrum wird das inelastische Antwortspektrum durch Division durch Reduktionsfaktoren nach dem Prinzip der gleichen Verschiebung oder der gleichen Energie berechnet.

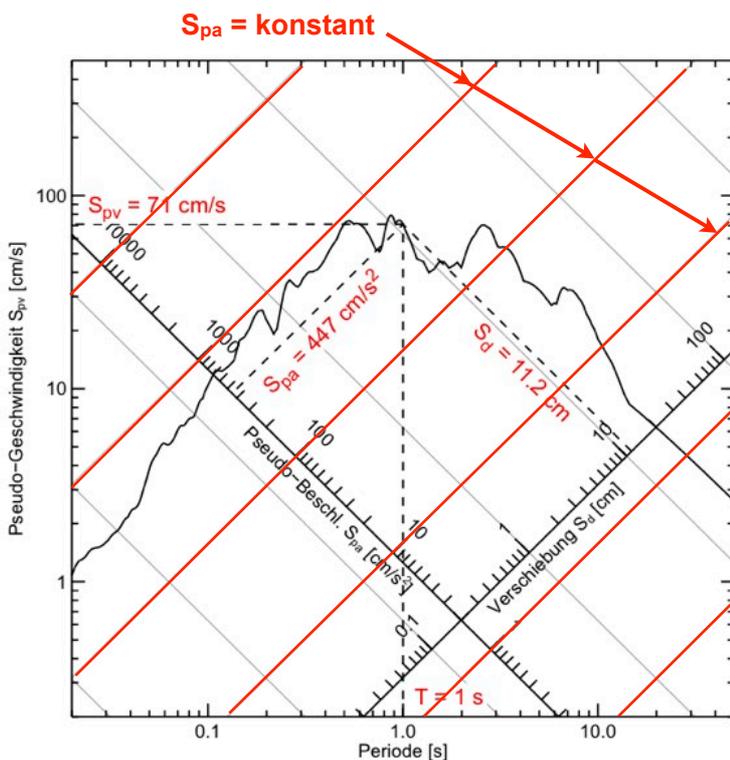
Doppelt-logarithmische Darstellung von Antwortspektren



[Dazio 2009]

- Wenn die Pseudo-Geschwindigkeit S_{pv} eines Antwortspektrums in Funktion der Schwingzeit oder Periode T in doppelt-logarithmisch gezeichnet wird, kann im selben Diagramm auch die Pseudo-Beschleunigung S_{pa} und die Verschiebung S_d abgelesen werden.
- Anregung durch die Nord-Süd-Komponente der Bodenbewegung gemessen in El Centro beim MW = 7,1 Imperial Valley-Erdbeben am 19.5.1940 in Süd-Kalifornien wie im Kap 3.2.

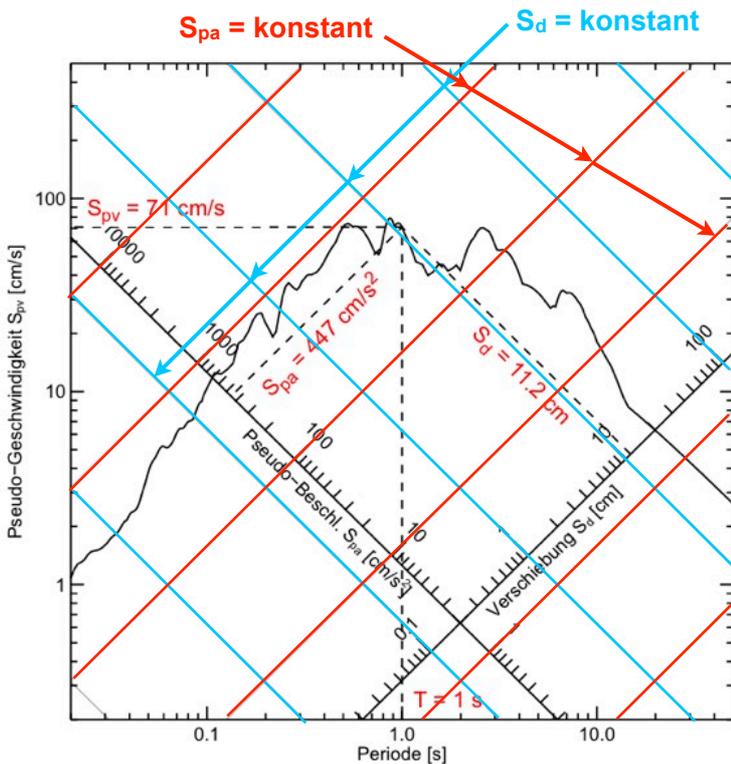
Doppelt-logarithmische Darstellung von Antwortspektren



[Dazio 2009]

- Allgemein gilt für elastische Antwortspektren ($\omega = 2\pi/T$):
 - $S_{pa} = \omega S_{pv}$
 - $S_{pv} = \omega S_d$
 - $S_{pa} = \omega^2 S_d$
- Gesucht sind die Kurven, für die gilt $S_{pa} = \text{konstant}$
- $\log S_{pa} = \log \omega + \log S_{pv}$
- $\log S_{pa} = \log(2\pi) - \log T + \log S_{pv}$
- $\log S_{pv} = \log T - \log(2\pi) + \log S_{pa}$
- $\log S_{pv} = \log T + \text{Konstante}$
Diese ist die Gleichung einer Geraden mit der Neigung $+45^\circ$, wenn auf der x-Achse $\log T$ und auf der y-Achse $\log S_{pv}$ aufgetragen ist.
- D.h. die Diagonalen schräg nach oben verbinden Punkte mit gleichem S_{pa} .

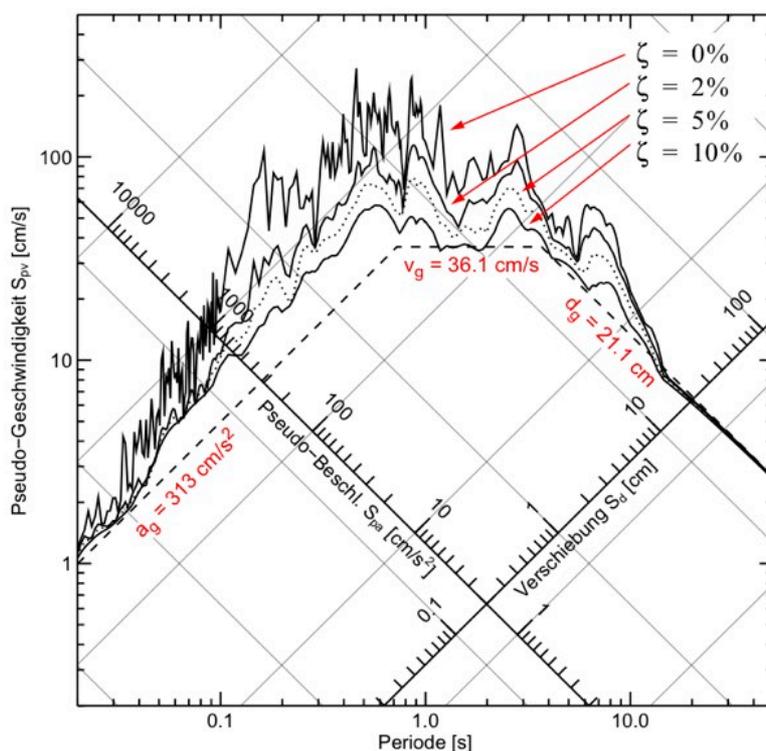
Doppelt-logarithmische Darstellung von Antwortspektren



[Dazio 2009]

- Analog kann vorgegangen werden für die Kurven, für die gilt $S_d = \text{konstant}$
- $S_{pv} = \omega S_d$
- $\log S_{pv} = \log \omega + \log S_d$
- $\log S_{pv} = -\log T + \log(2\pi) + \log S_d$
- $\log S_{pv} = -\log T + \text{Konstante}$
Diese ist die Gleichung einer Geraden mit der Neigung -45° , wenn auf der x-Achse $\log T$ und auf der y-Achse $\log S_{pv}$ aufgetragen ist.
- D.h. die Diagonalen schräg nach unten verbinden Punkte mit gleichem S_d .

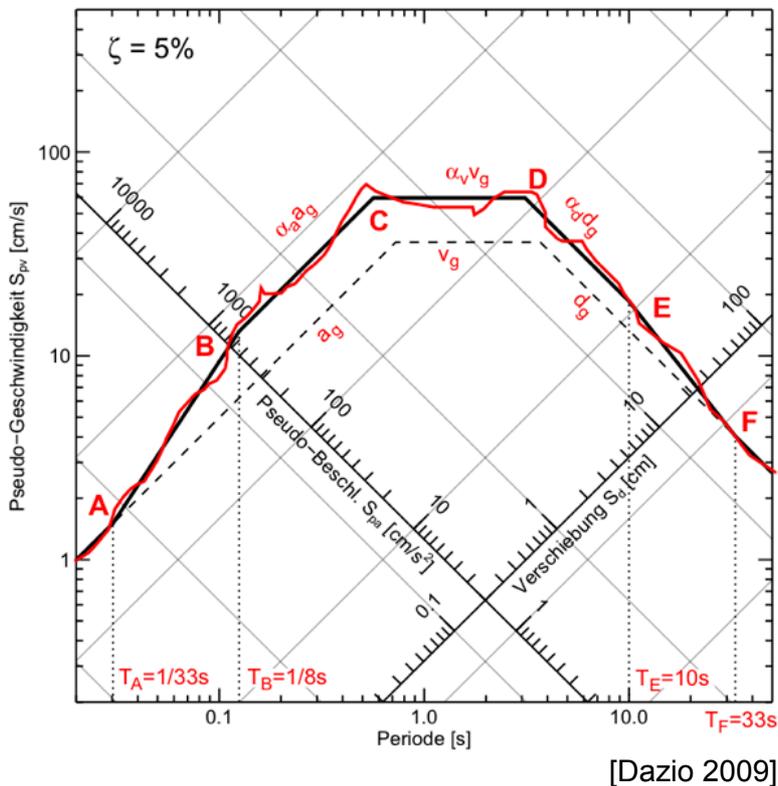
Doppelt-logarithmische Darstellung von Antwortspektren



[Dazio 2009]

- Elastische Antwortspektren der El-Centro-Anregung für unterschiedliche viskose Dämpfung ζ von 0 bis 10%
- Die maximalen Bodenbewegungsgrößen a_g, v_g, d_g der El-Centro-Anregung sind ebenfalls eingezeichnet.
- In der doppelt-logarithmischen Darstellung können die Amplifikationsbereiche in Funktion der Schwingzeit oder Periode T deutlich gesehen werden:
 - $0,03 \text{ s} > T > 0,6 \text{ s}$ starke Amplifikation von S_{pa}
 - $0,6 \text{ s} > T > 0,3 \text{ s}$ starke Amplifikation von S_{pv}
 - $0,3 \text{ s} > T > 10 \text{ s}$ starke Amplifikation von S_{pv}

Elastische Newmark-Bemessungsspektrum



- Konstruktion des elastischen Newmark-Bemessungsspektrums durch Parallelverschieben der Geraden der maximalen Bodenbewegungsgrößen a_g, v_g, d_g
- Amplifikationsfaktoren:
 - Beschleunigung: α_a
 - Geschwindigkeit: α_v
 - Verschiebung: α_d
- Interpolationsbereiche zu den Grenzwerten für sehr steife und sehr weiche EMS:
 - für $T < T_B$ geht: $S_{pa} \rightarrow a_g$
 - für $T > T_E$ geht: $S_d \rightarrow d_g$

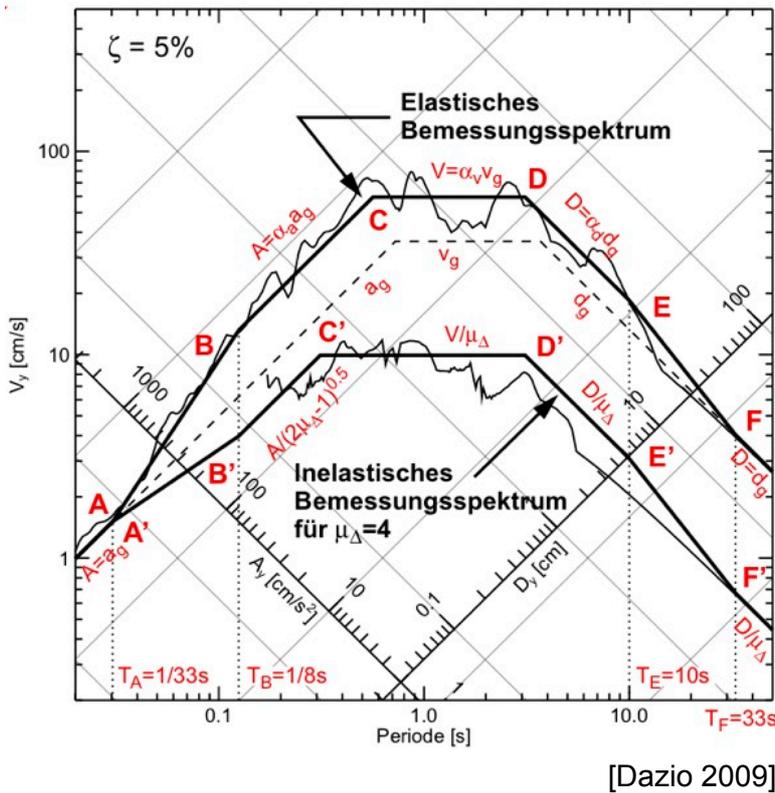
Elastische Newmark-Bemessungsspektrum

- Newmark wertete die damals vorhandenen Seismogramme aus, um spektrale Amplifikationsfaktoren α_a, α_v und α_d zu bestimmen.
- Die Amplifikationsfaktoren sind abhängig von der Dämpfung.
- Aus heutiger Sicht sind die Amplifikationsfaktoren etwas zu klein.
- In der Norm SIA 261 ist $\alpha_a = 2,5$ statt 2,12 nach Newmark.
- In der Norm SIA 261 ist α_v von der Baugrundklasse abhängig und liegt im Bereich $\alpha_v = 1,5$ bis 3,0

Dämpfung	Spektrale Amplifikationsfaktoren (Medianwerte)		
	Beschleunigung α_a	Geschwindigkeit α_v	Verschiebung α_d
2 %	2,74	2,03	1,63
5 %	2,12	1,65	1,39
10 %	1,64	1,37	1,20
20 %	1,17	1,08	1,01

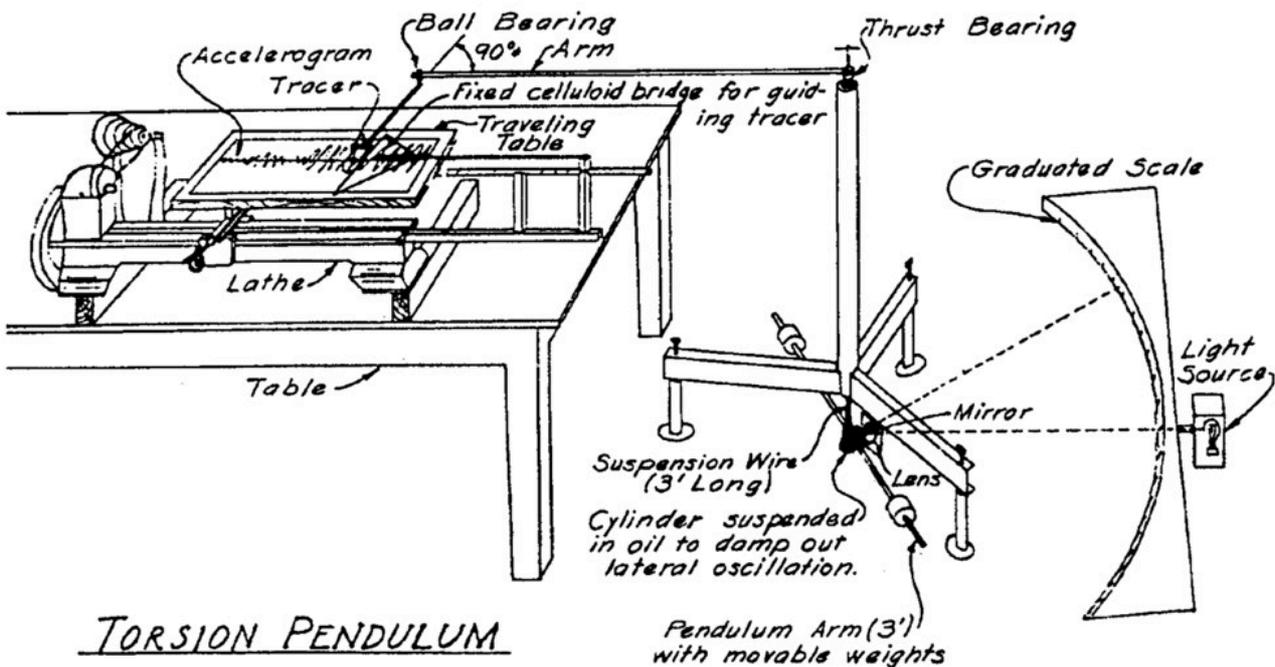
[Newmark 1982]

Inelastisches Newmark-Bemessungsspektrum



- Konstruktion des inelastischen Newmark-Bemessungsspektrums der Beschleunigung durch Parallelverschieben der Geraden des elastischen Newmark-Bemessungsspektrums.
- Reduktionsfaktoren:
 - Beschleunigung: $(2\mu_{\Delta} - 1)^{1/2}$
 - Geschwindigkeit: μ_{Δ}
 - Verschiebung: μ_{Δ}
- Interpolationsbereiche zu den Grenzwerten für sehr steife und sehr weiche EMS:
 - für $T < T_B$ geht: $S_{pa, inelastisch} \rightarrow a_g$
 - für $T > T_E$ geht: $S_{pa, inelastisch} / \omega^2 \rightarrow d_g / \mu_{\Delta}$

4.6 Geschichte der Antwortspektren



Skizze eines Torsionspendels aus der Dissertation von George W. Housner mit dem 1940 ein Antwortspektrum der Beschleunigung bestimmt werden konnte [Housner 1997].

Geschichte der Antwortspektren

- Ein Antwortspektrum im heutigen Sinne wurde erstmals von Biot (1932) beschrieben.
- Zuerst erfolgten die Berechnungen von Hand mit graphischer Integration der Bewegungsgleichung (Aufwand: ca. 1 Tag pro Frequenzpunkt).
- Die Idee des Torsionspendels stammt ursprünglich von Biot und wurde von Housner (1940) weiterentwickelt. Damit konnte ein Frequenzpunkt experimentell in wenigen Minuten bestimmt werden.
- Beim Torsionspendel wird der Kopf proportional zur Beschleunigungsanregung verdreht und die resultierende maximale Verdrehung des Fusses ist proportional zum Spektralwert der Beschleunigung.
- Für jeden Frequenzpunkt ist ein Versuch erforderlich. Die Frequenz des Torsionspendels wird mit beweglichen Gewichten justiert.
- Ursprünglich dienten Antwortspektren zur Auswertung von Akzelerogrammen. Die heutigen Antwortspektren in den Normen gehen zurück auf Newmark (1982).

Zusammenfassung Antwortspektren I

- Antwortspektren sind die gebräuchlichste Art zur Definition der Erdbebeneinwirkung in den Normen.
- Antwortspektren sind auf den Maximalwert der Beanspruchung ausgerichtet, da dieser für die Bemessung von Tragwerken entscheidend ist.
- Die Berücksichtigung des Frequenzgehalts der Anregung erfolgt explizit. Dauer und Anzahl der Zyklen der Anregung werden implizit über die Zeitintegration und die angenommene Dämpfung berücksichtigt.
- Im Unterschied zum Fourierspektrum ist die Beziehung zwischen Zeitverlauf und Antwortspektrum nicht bijektiv, d.h. aus einem Antwortspektrum lassen sich unendlich viele spektrumkompatible Zeitverläufe konstruieren.
- Ursprünglich für elastische Einmassenschwinger entwickelt, werden heute Antwortspektren dank Antwortspektrumverfahren und Verhaltensfaktoren auch für inelastische Mehrmassenschwinger verwendet.
- Für Spezialfälle wie Gleiten und Kippen sind die klassischen Antwortspektren nicht anwendbar. Für solche Fälle werden besondere Antwortspektren erforderlich, z.B. das „Rocking Spectrum“ [Makris 2001].

Zusammenfassung Antwortspektren II

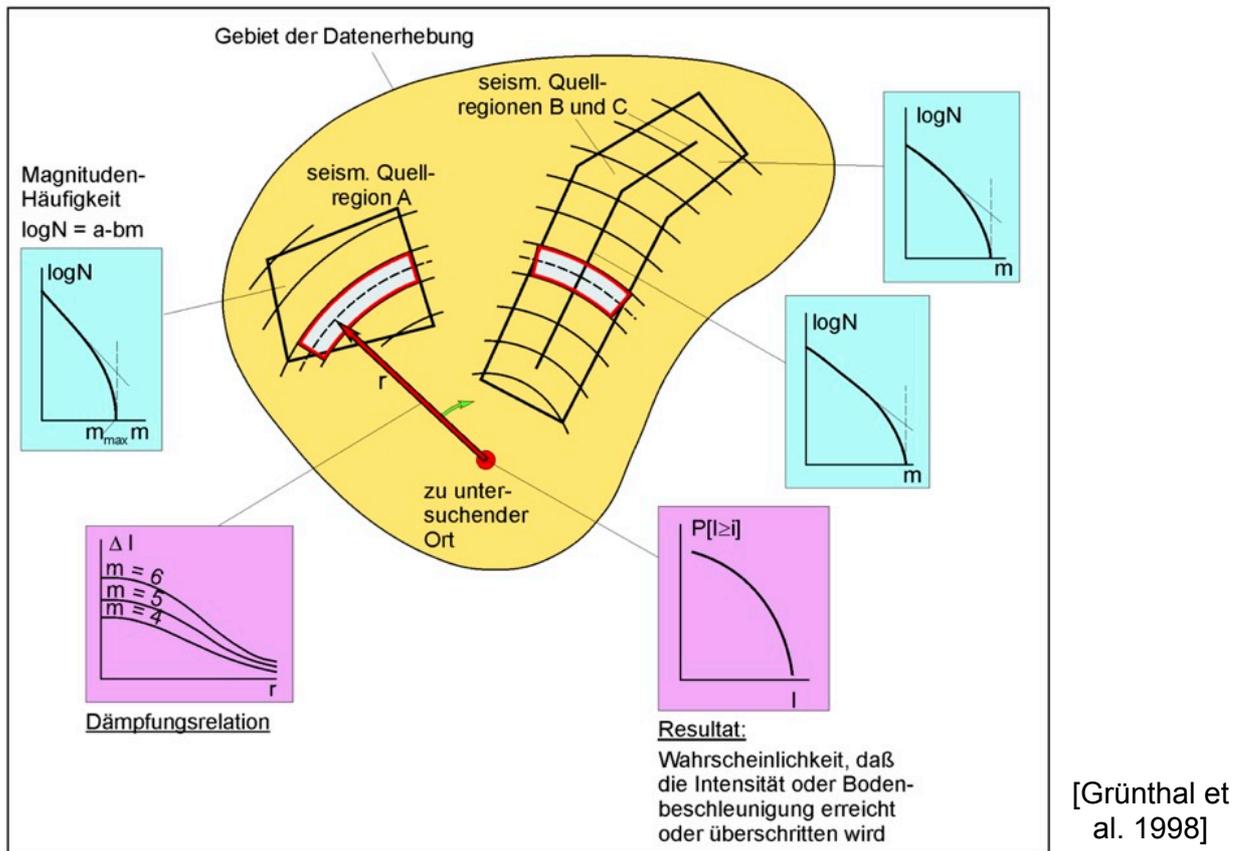
- Duktilität wirkt sich günstig auf das Erdbebenverhalten aus.
- Um das komplexe zyklisch-plastische Tragwerksverhalten einfach zu erfassen, wurden inelastische Antwortspektren eingeführt.
- Die inelastischen Antwortspektren werden mit Hilfe von Abminderungsgesetzen aus den elastischen Antwortspektren bestimmt.
- Die Bemessungsspektren der Norm SIA 261 beruhen auf dem einfachsten Abminderungsgesetz, dem Prinzip der gleichen Verschiebung.
- Das Prinzip der gleichen Verschiebung ist eine zwar grobe, doch geniale Vereinfachung des wirklichen Verhaltens von Bauwerken.
- Die Bemessungsspektren sind im Mittel eine gute Approximation des wirklichen Verhaltens von Bauwerken.
- In einzelnen Schwingzeitenbereichen kann das Bemessungsspektrum die Erdbebeneinwirkung unterschätzen.
- Mit der Realisierung möglichst robuster Tragwerke sollte dies kompensiert werden.

3.7 Erdbebengefährdung Regionale Erdbebengefährdung

Entwicklung der Gefährdungskarten

- **Deterministische Gefährdungskarte basierend auf der Intensität**
 - SIA 160 (1970): Intensität = VII ganze Schweiz ausser Kanton BS Intensität = VIII
- **Probabilistische Gefährdungskarte basierend auf der Intensität**
 - SIA 160 (1989): Intensitätskarte für verschiedene Überschreitungswahrscheinlichkeiten
 - D-A-CH-Erdbebengefährdungskarte von 1998
- **Probabilistische Gefährdungskarte basierend auf spektralen Bodenbeschleunigungen**
 - SIA 261 (2003)
 - Erdbebengefährdungskarte für Deutschland von 2009
- **Probabilistische Berechnung standortspezifischer Antwortspektren: Uniform Hazard Spectra**

Probabilistische Seismische Gefährdungsberechnung



Thomas Wenk

55

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Probabilistische Seismische Gefährdungsberechnung

Vorgehen in 4 Schritten:

- 1. Definition der seismischen Quellzonen**
Aktive Verwerfung (Linienquellen) und übrige Erdbebengebiete (Flächenquellen) identifizieren.
- 2. Seismizitätsverteilung**
Für jede Quellzone ist die Verteilfunktion der Erdbebenstärke bestimmen, z.B. Magnituden-Überschreitungswahrscheinlichkeit.
- 3. Abminderungsrelation**
Für jede Quellzone ist die Abminderungsrelation der Erschütterungsgrösse (Intensität, maximale Bodenbeschleunigung, spektrale Bodenbewegungsgrößen) in Funktion der Distanz bestimmen.
- 4. Gefährdungsberechnung**
Überschreitungswahrscheinlichkeit der Erschütterungsgrößen aus den Beiträgen aller seismischen Quellzonen am betrachteten Standort berechnen.

Thomas Wenk

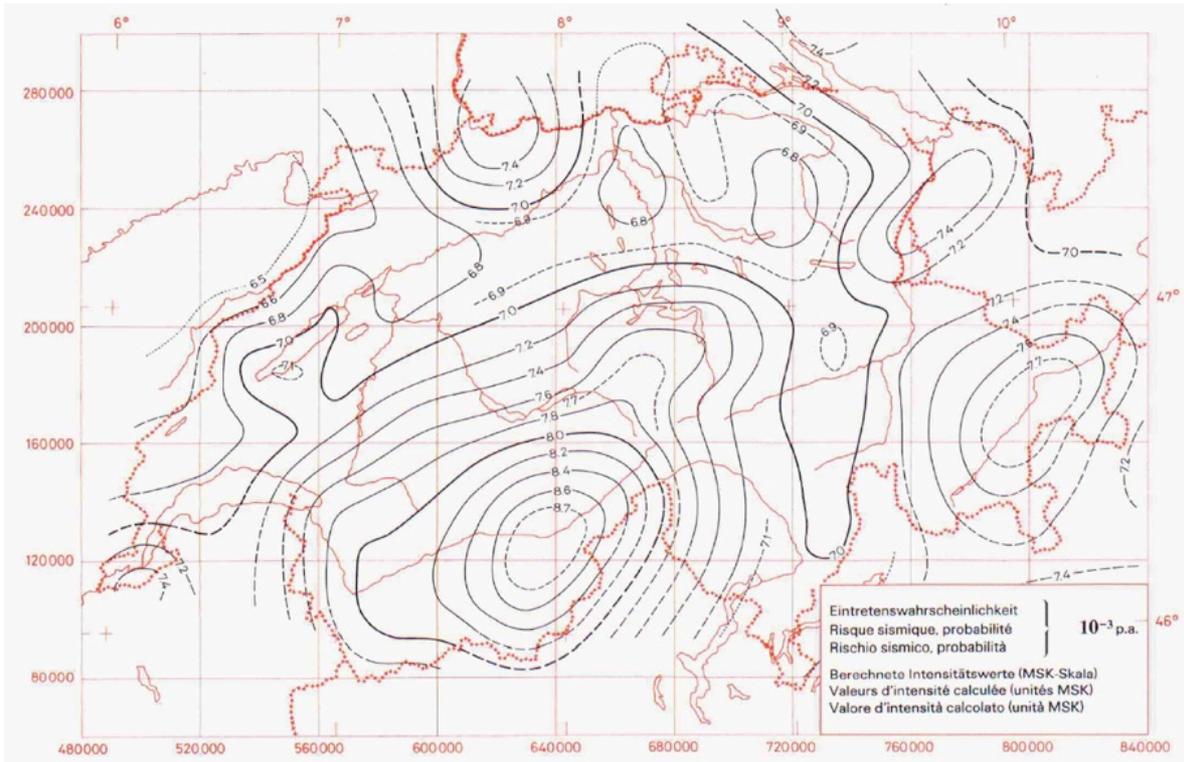
56

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

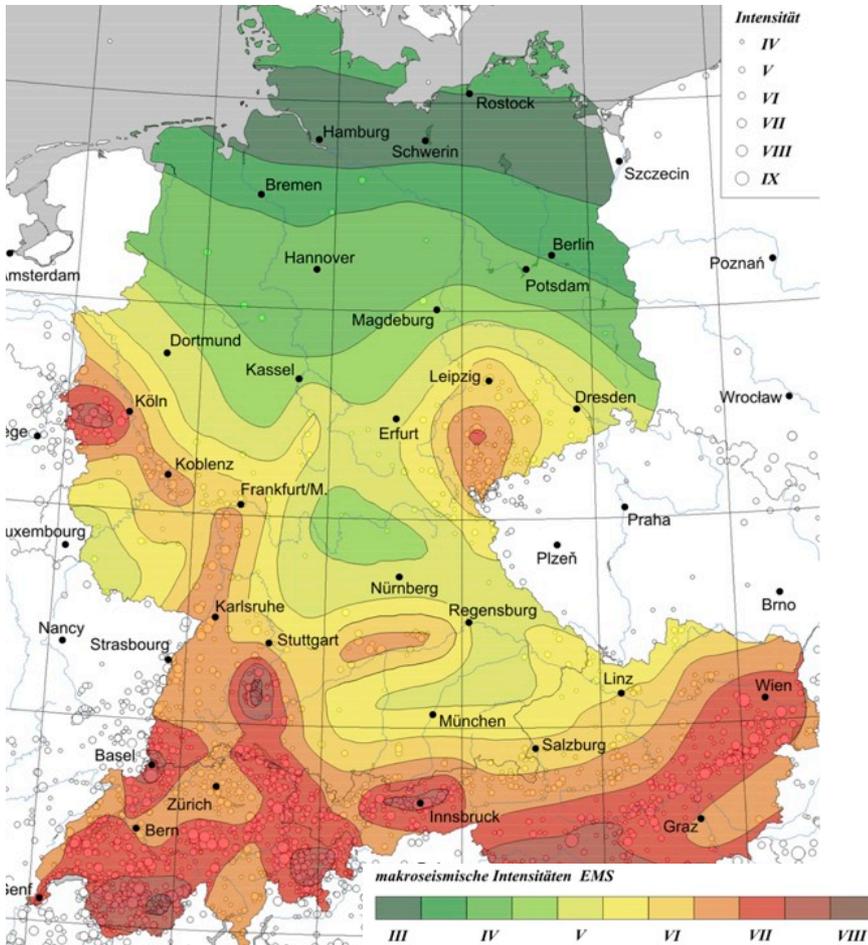
Seite 76

Erdbebengefährdungskarte von 1978

Intensität für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-3} pro Jahr



[Sägesser Mayer-Rosa 1978]



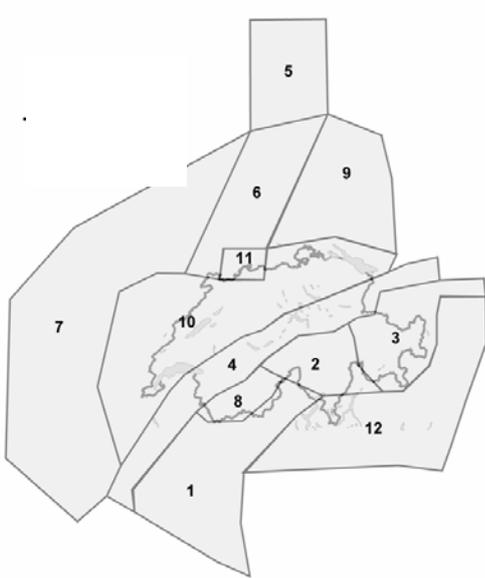
D-A-CH- Erdbeben- gefährdungs- karte von 1998

Intensität für eine
Überschreitungs-
wahrscheinlichkeit
von 10^{-3} pro Jahr

[Grünthal et al. 1998]

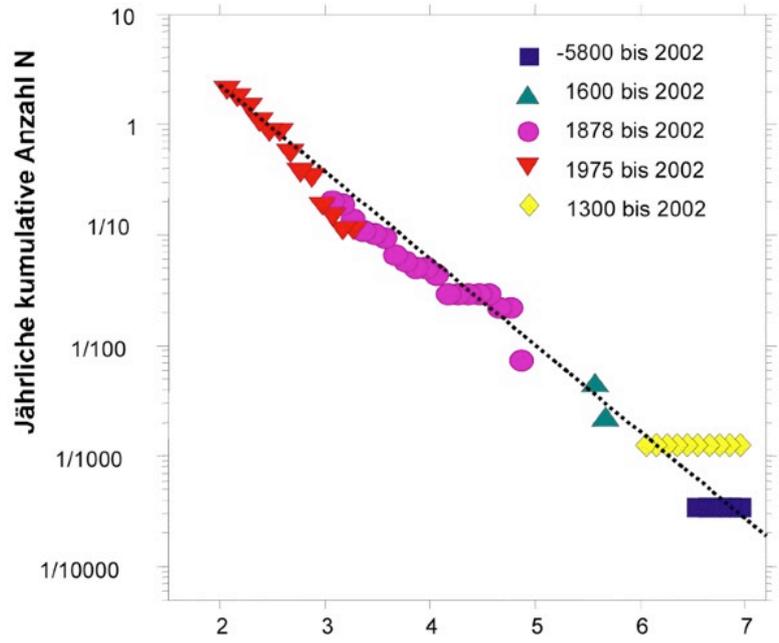
Gefährdungsberechnung für die Schweiz

Seismotektonische Quellenzonen



[Giardini et al. 2004]

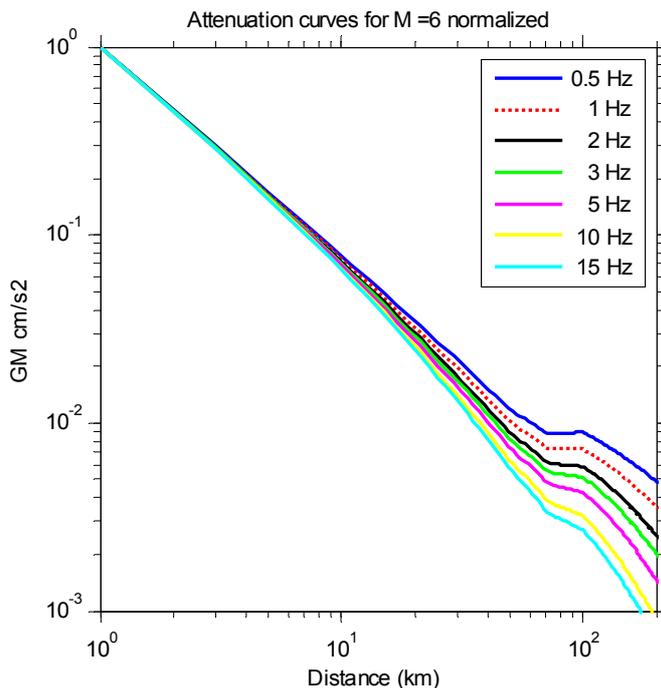
Kumulative Anzahl Ereignisse pro Jahr für die Quellenzone Basel (Gutenberg-Richter-Diagramm)



Magnitude [Giardini et al. 2004]

Gefährdungsberechnung für die Schweiz

Normierte Abminderungsbeziehungen für die spektralen Bodenbewegungsgrößen in Funktion der Distanz



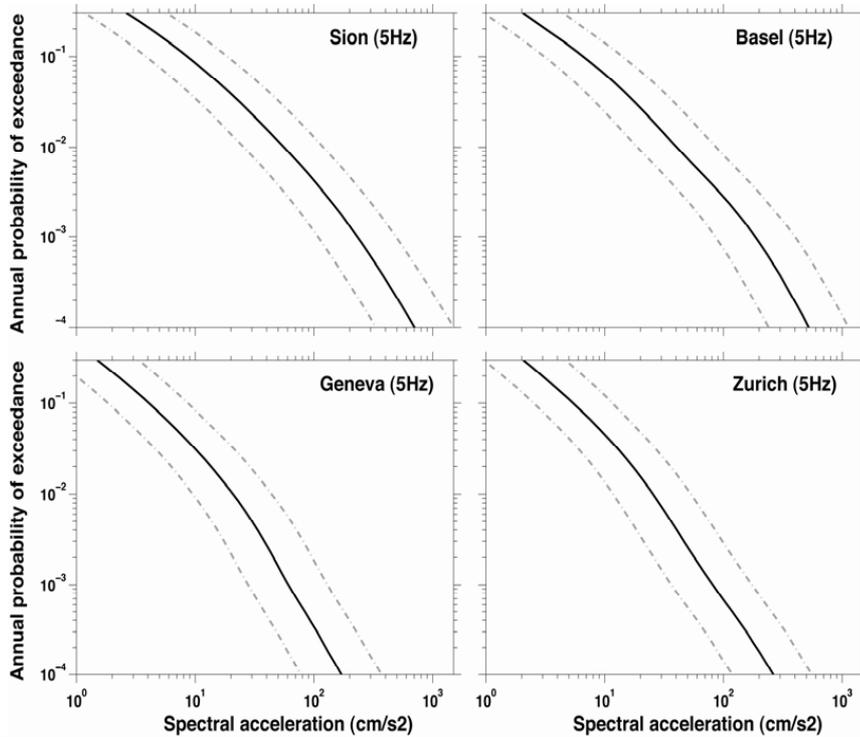
Je höher die Frequenz desto stärker die Dämpfung der Bodenwellen bei gleicher Distanz.

Der Buckel bei 70 bis 90 km Distanz wird durch Wellenreflexion an der Moho-Diskontinuität verursacht.

[Giardini et al. 2004]

Gefährdungsberechnung für die Schweiz

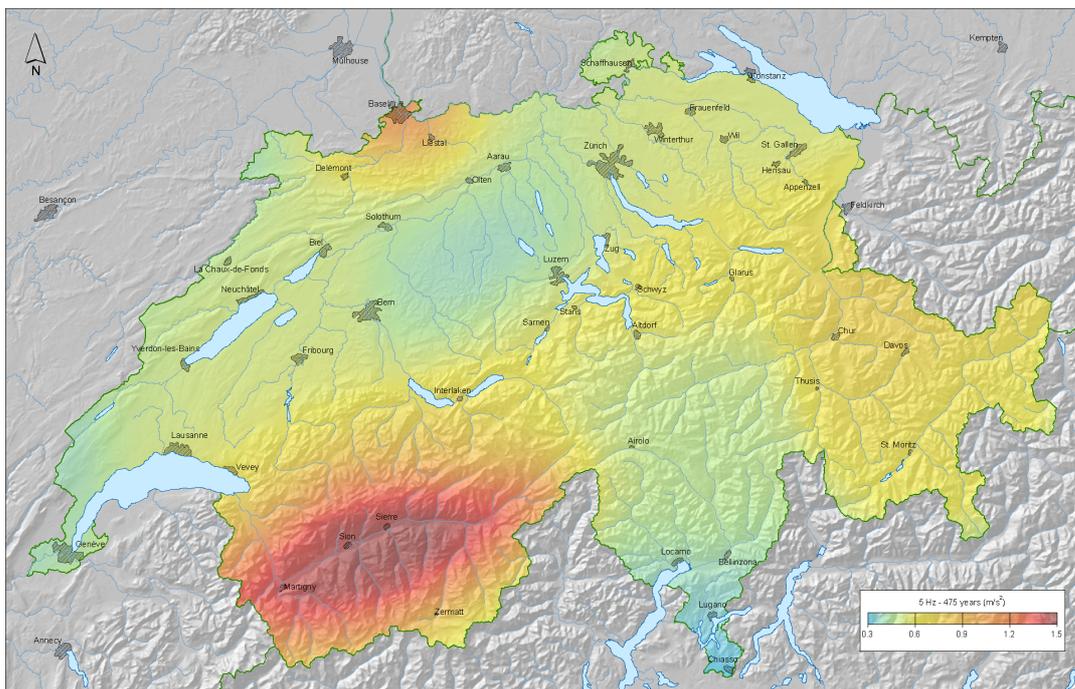
Gefährdungskurven für Sion, Basel, Genf und Zürich: Überschreitungswahrscheinlichkeit der spektralen horiz. Bodenbeschleunigung bei 5 Hz für sehr harten Fels bei 5% viskoser Dämpfung (jeweils Medianwert sowie 16% und 84% Fraktilwerte)



[Giardini et al. 2004]

Erdbebengefährdungskarte von 2004

Spektrale horizontale Bodenbeschleunigung bei 5 Hz für sehr harten Fels bei 5% viskoser Dämpfung (Medianwert bei einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren)



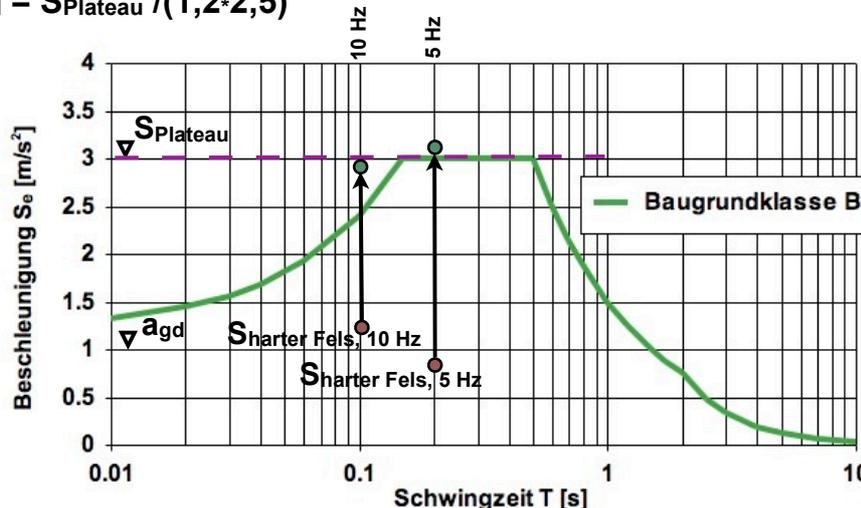
[Giardini et al. 2004]

Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung

- Für die Festlegung der Erdbebengefährdung in der Norm SIA 261 (2003) ist als Referenzwert pro Erdbebenzone der so genannte Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} erforderlich (Maximalwert der Bodenbeschleunigung bei BGK A, SIA 261 Ziffer 16.2.1).
- Kurz vor Drucklegung der Norm SIA 261 waren Ende des Jahres 2002 die Spektralwerte der Bodenbeschleunigung erst bei 1 Hz, 5 Hz und 10 Hz vom SED verfügbar, jedoch keine bei höheren Frequenzen.
- Die Gefährdungswerte des SED beziehen sich auf sehr harten Fels mit einer Scherwellengeschwindigkeit von ca. 1500 m/s und mit wesentlich geringerer Amplifikation als die Baugrundklasse A, die harten und weichen Fels umfasst.
- Insbesondere für Standorte der Baugrundklasse B lagen bereits zahlreiche Messungen und Berechnungen der Amplifikation gegenüber dem Felsuntergrund vor.
- Wie soll a_{gd} festgelegt werden?

Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung

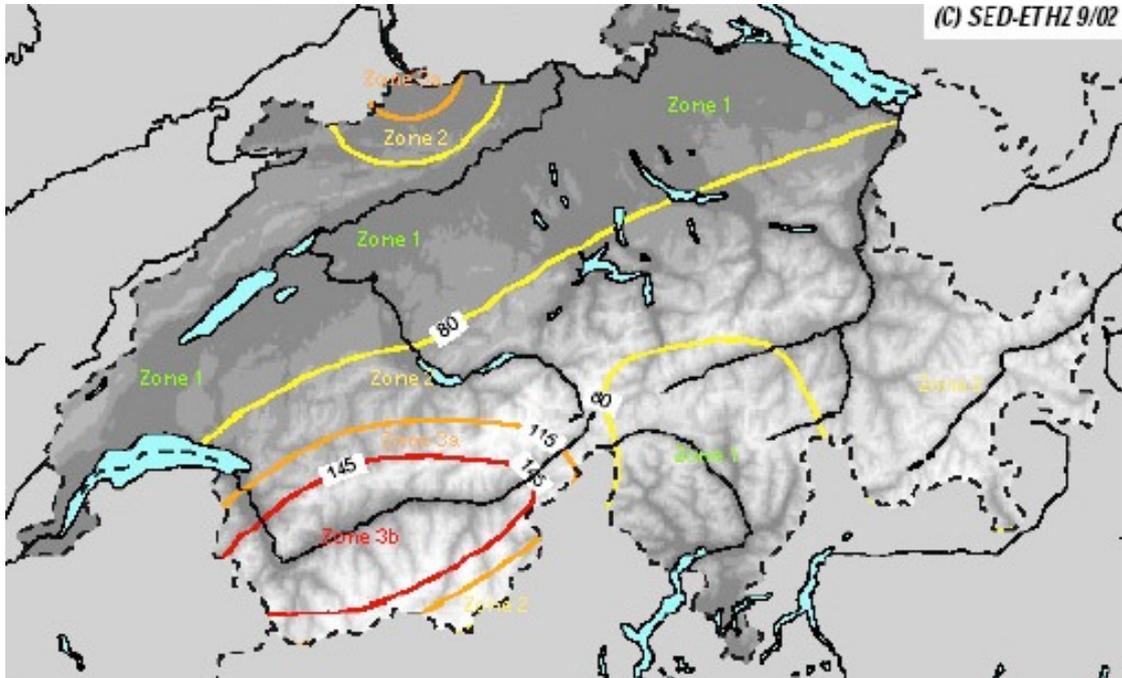
- Der Abgleich erfolgt im Plateaubereich des elastischen Antwortspektrums der BKG B.
- Als Amplifikationsfaktoren zwischen hartem Fels und BGK B werden 2,5 bei 10 Hz und 3,5 bei 5 Hz angenommen.
- $S_{\text{Plateau}} = (2,5 \cdot S_{\text{harder Fels, 10Hz}} + 3,5 \cdot S_{\text{harder Fels, 5Hz}}) / 2$
- $a_{gd} = S_{\text{Plateau}} / (1,2 \cdot 2,5)$



[Wenk 2003]

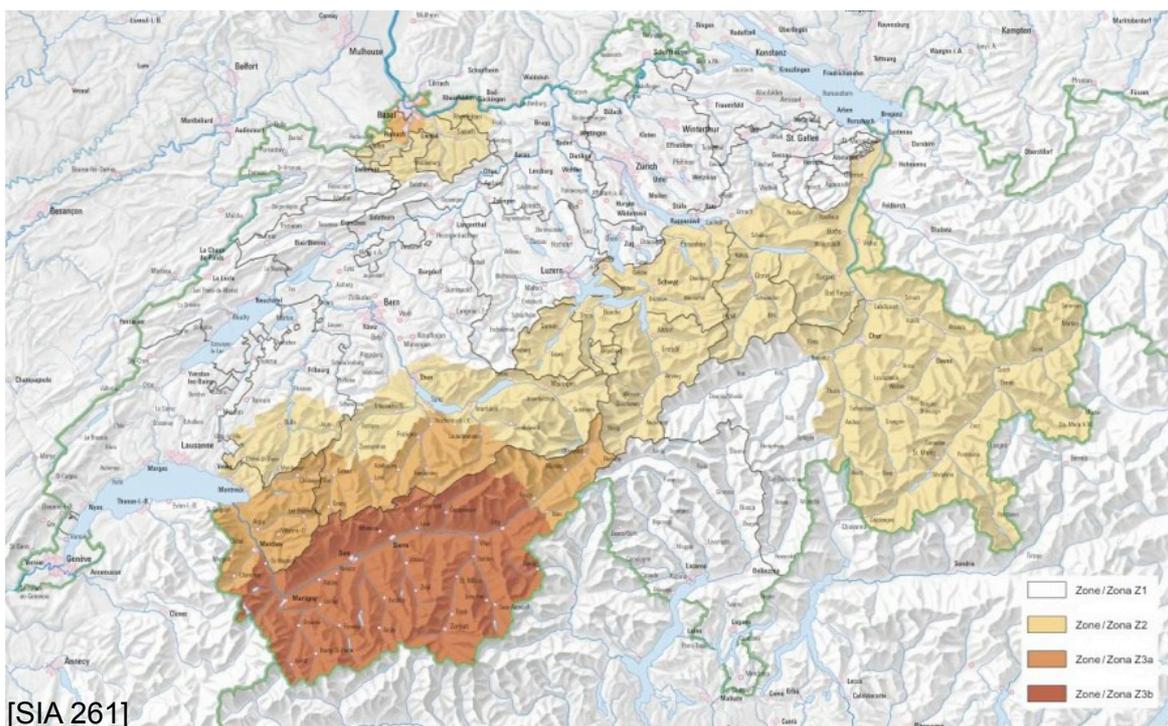
Erdbebenzonenkarte

Isolinien mit dem Mittel des Bemessungswertes der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} benachbarter Zonen als Grundlage für die Erdbebenzonenkarte der Norm SIA 261: 80 cm/s², 115 cm/s², 145 cm/s² (Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren).

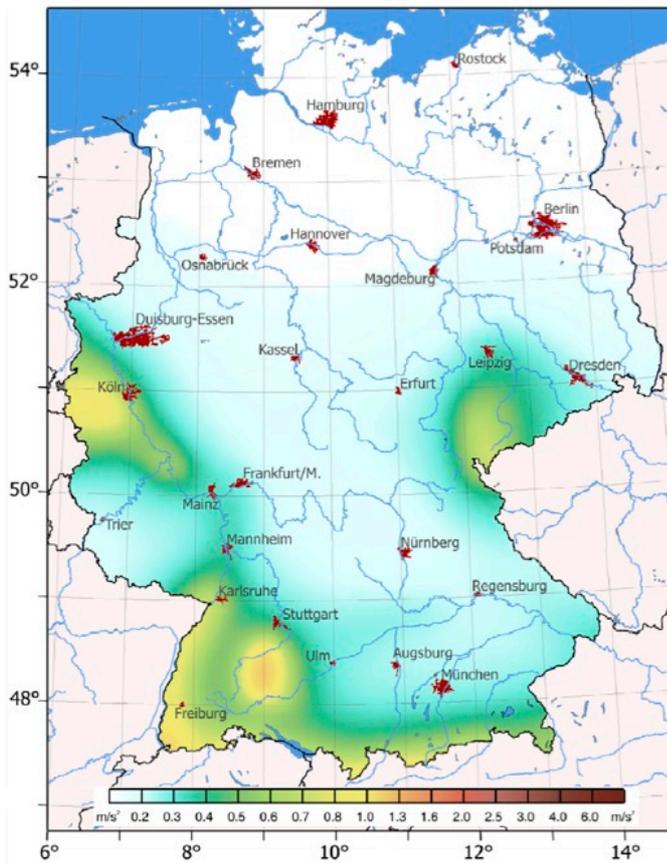


Erdbebenzonenkarte der Norm SIA 261 (2003)

Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} (BWK I und BGK A): Zone Z1: 60 cm/s², Z2: 100 cm/s², Z3a: 130 cm/s², Z3b: 160 cm/s²



Erdbebengefährdungskarte für Deutschland



**Maximale horizontale
Bodenbeschleunigung für
Fels und eine Wiederkehr-
periode von 500 Jahren**

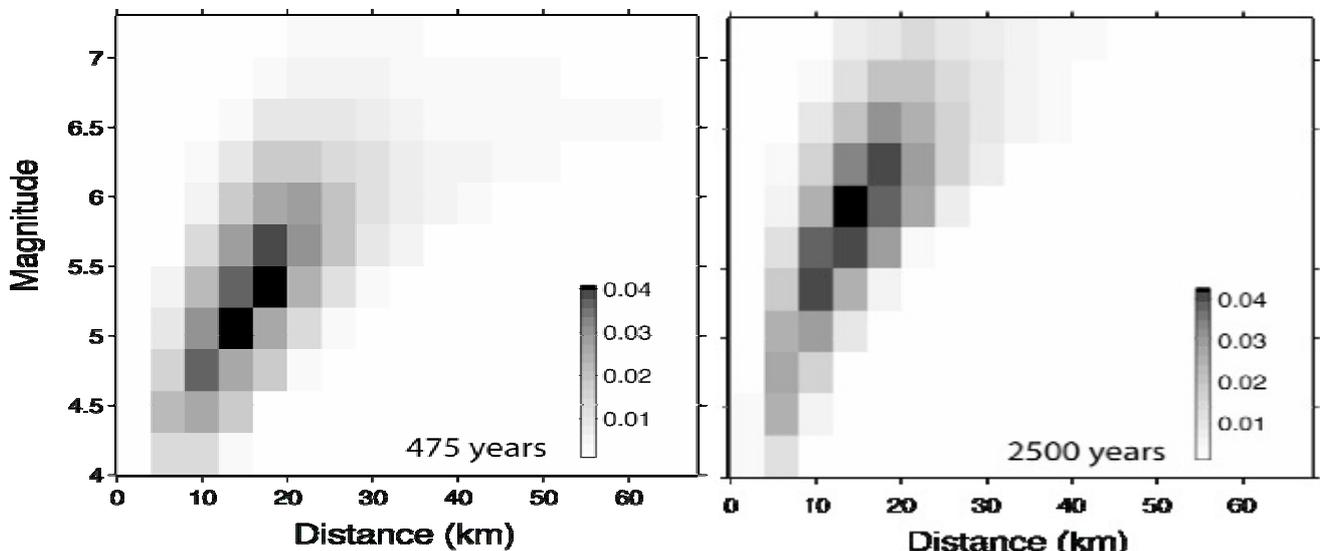
**Gute Übereinstimmung mit
den CH-Werten entlang der
Landesgrenze**

[Grünthal et al. 2009]

Deaggregation der Erdbebengefährdung

**Relative Anteile von Magnituden-Distanz-Bereichen an der gesamten
Erdbebengefährdung in Basel entsprechend einer Wiederkehrperiode
von 475 Jahren (links) und 2500 Jahre (rechts)**

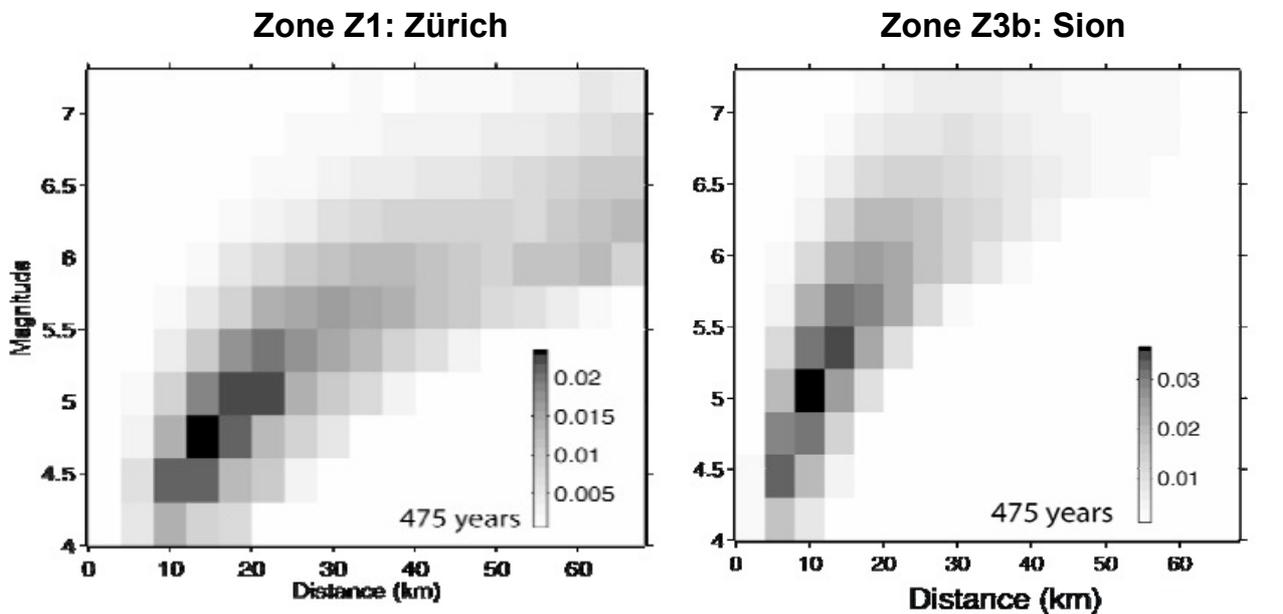
Zone Z3a: Basel



[Giardini et al. 2004]

Deaggregation der Erdbebengefährdung

Relative Anteile von Magnituden-Distanz-Bereichen an der gesamten Erdbebengefährdung entsprechend einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren für Zürich (links) und Sion (rechts)



[Giardini et al. 2004]

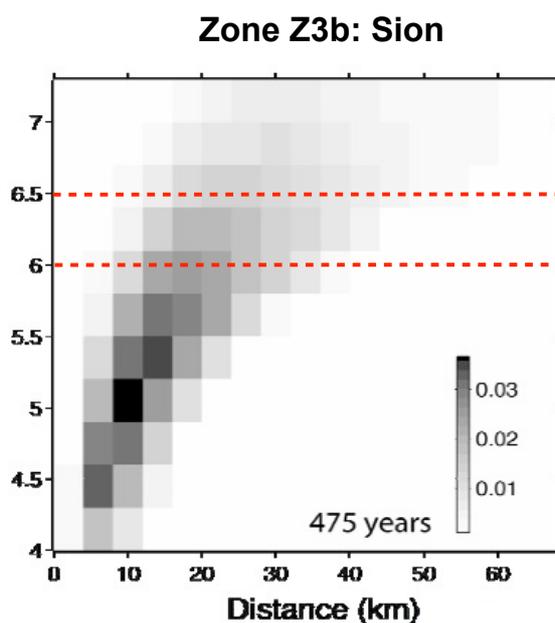
Erdbebenzonen und Magnitude

- Das Bemessungsbeben jeder Erdbebenzone beruht auf einer probabilistischen Gefährdungsberechnung und kann nicht einfach einer bestimmten Magnitude zugeordnet werden.
- Pro Erdbebenzone kann ein dominanter Magnituden-Distanz-Bereich aufgrund der Deaggregation der Erdbebengefährdung abgeschätzt werden.
- Stärkere Erdbeben bei gleicher Distanz oder nähere Erdbeben bei gleicher Magnitude erzeugen stärkere Bodenbewegungen als das entsprechende Bemessungsbeben.

Erdbebenzone	Magnitude	Distanz
Z1	4 - 5	5 - 20 km
Z2	4,5 - 5,5	10 - 25 km
Z3a	5 - 6	10 - 25 km
Z3b	5 - 6	5 - 20 km

Grenzen der probabilistischen Gefährdung

- Ein Erdbeben der Magnitude 6 bis 6½ tritt im Wallis etwa alle 100 Jahre auf.
- In der Deaggregation der 475-jährigen Gefährdung des Walliser Kantons-hauptortes Sion ist dieser Magnitudenbereich erst ab einer Distanz von ca. 15 km berücksichtigt.
- Bei einem Erdbeben der Magnitude 6 bis 6½ in Sion oder in dessen Nahbereich würde das 475-jährige Bemessungsbeben der Zone Z3b um ein Vielfaches überschritten.
- Für Sion wäre ein solches Erdbeben der Magnitude 6 bis 6½ weder ein 100-jähriges noch ein 475-jähriges sondern ein wesentlich selteneres Ereignis, d.h. ein akzeptiertes Risiko mit enormen Schäden.



[Giardini et al. 2004]

Wiederkehrperiode und Überschreitungswahrscheinlichkeit

- **Annahmen:**
 - Erdbeben sind seltene unabhängige Ereignisse
 - Poisson-Verteilung
- **Überschreitungswahrscheinlichkeit: $p = 1 - (1 - 1/T_w)^t$**
 - t: betrachteter Zeitraum in Jahren (Nutzungsdauer)
 - T_w : Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens

	Nutzungsdauer t	Wiederkehrperiode T_w	Überschreitungs-wahrscheinlichkeit p
Gebrauchstauglichkeit	50 Jahre	200 Jahre	22%
Tragsicherheit BWK I	50 Jahre	475 Jahre	10%
Tragsicherheit BWK III	50 Jahre	1200 Jahre	4%
SIA 160 (1989)	50 Jahre	400 Jahre	12%

Lokale Erdbebengefährdung

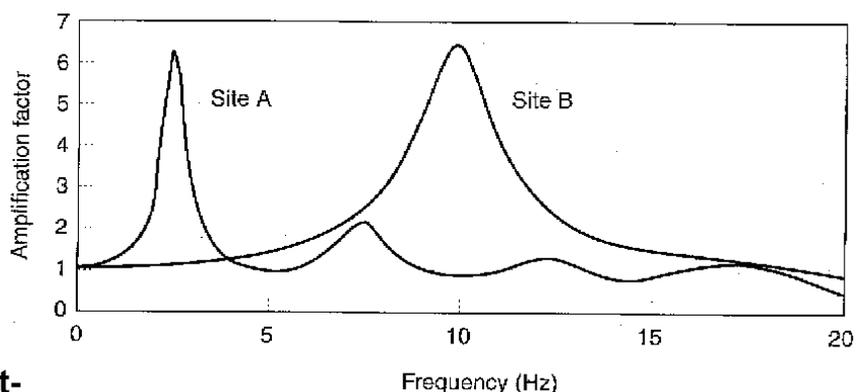
Lokaler Standorteffekt

- Bei gleicher regionaler Erdbebengefährdung, d.h. innerhalb der gleichen Erdbebenzone, kann die Erdbebenanregung stark variieren.
- Stärke und Frequenzgehalt der Erdbebenanregung sind abhängig von geologischen und topographischen Standorteffekten.
- Bezüglich geologischen Standorteffekten gilt:
 - je weicher der Baugrund desto stärker die Anregung
 - je weicher der Baugrund desto tiefer die dominanten Frequenzen der Anregung
- Bei der Bestimmung des Bemessungsbebens wird der lokale Standorteinfluss folgendermassen berücksichtigt:
 - allgemein mit den Antwortspektren für Baugrundklassen BGK A bis E der Norm SIA 261
 - standortspezifische bodendynamische Untersuchung für BGK F
 - spektrale Mikrozonierung im Wallis und in der Nordwestschweiz vorhanden.

Lokaler Standorteinfluss

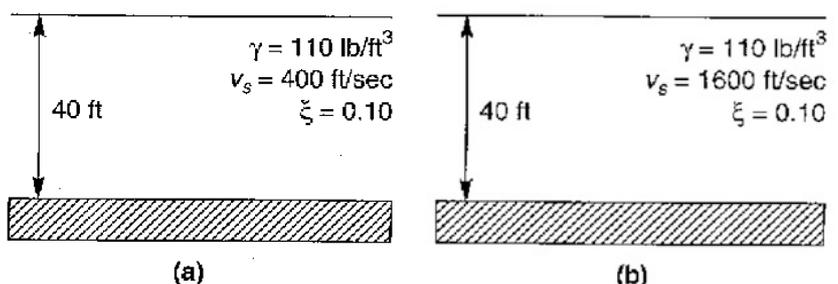
- Einfaches Beispiel der Scherwellenamplifikation durch zwei 12 m dicke Bodenschichten mit unterschiedlicher Scherwellengeschwindigkeit v_s :

- Site A: $v_s = 120$ m/s (400 ft/sec)
- Site B: $v_s = 500$ m/s (1600 ft/sec)



- Charakteristische Standortfrequenz: $f = v_s/4h$

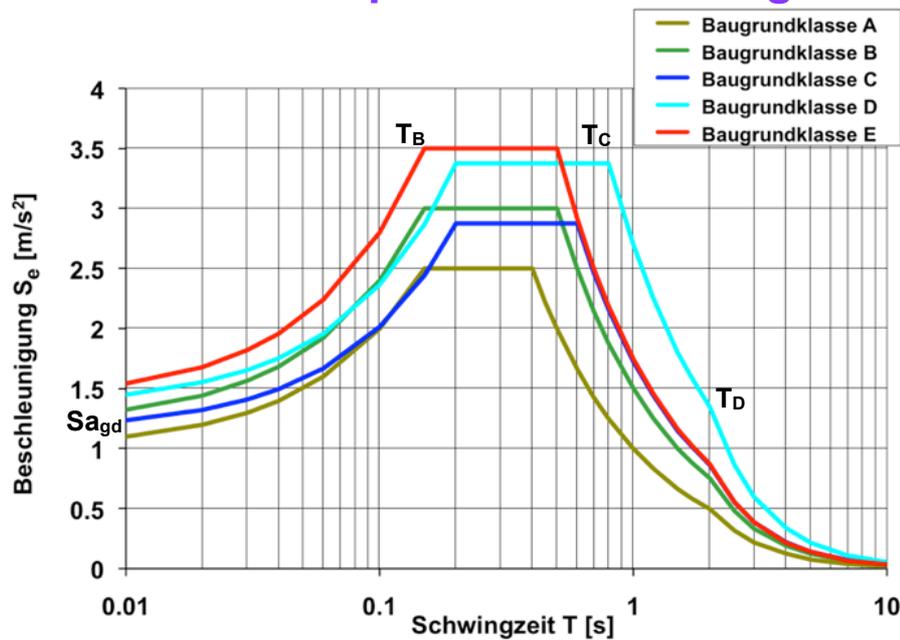
- Site A:
 $f = 400/4 \cdot 40 = 2,5$ Hz
- Site B:
 $f = 1600/4 \cdot 40 = 10$ Hz



- Ausgeprägte Amplifikation der Erdbebenwellen im Bereich der Standortfrequenz

Fig. 8.1 und 8.2 aus [Kramer 1996]

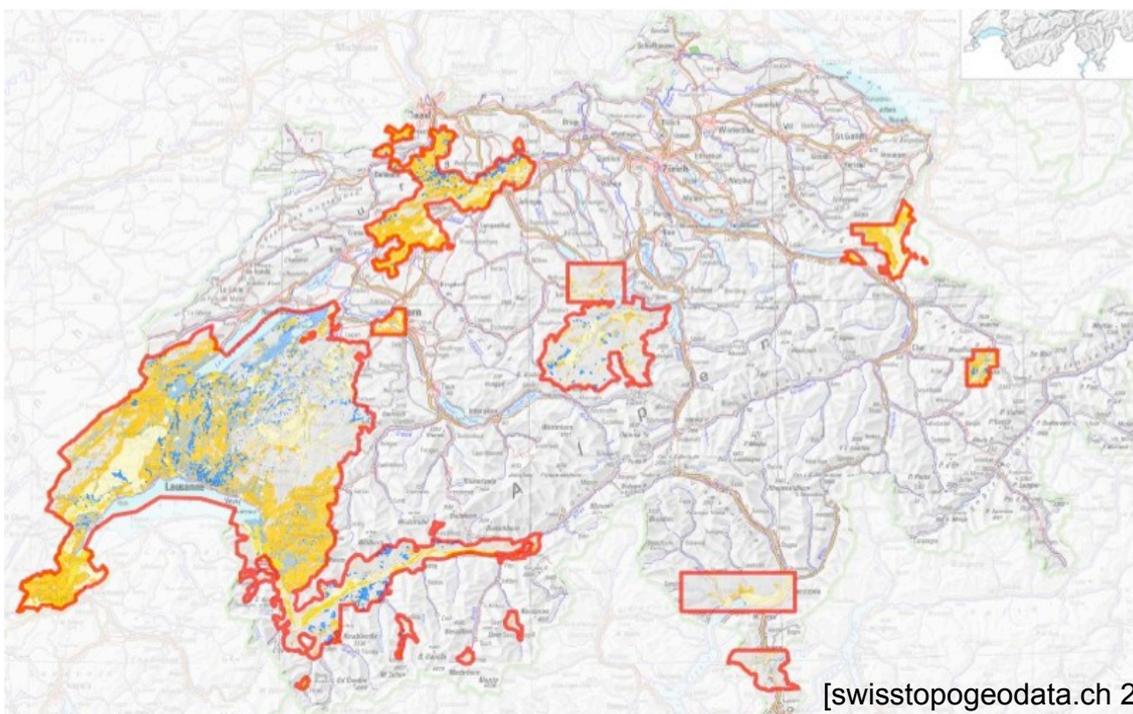
Elastische Antwortspektren der 5 Baugrundklassen



- Zur Berücksichtigung des lokalen Standorteinflusses sind in der Norm SIA 261 fünf unterschiedliche Antwortspektren für die BGK A bis E vorgegeben gleich wie im Eurocode 8.
- Überschreitungswahrscheinlichkeit 10% in 50 Jahren
- dargestellt für Zone Z2 mit $a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$ und einer Dämpfung $\zeta = 5\%$

Karte der Baugrundklassen

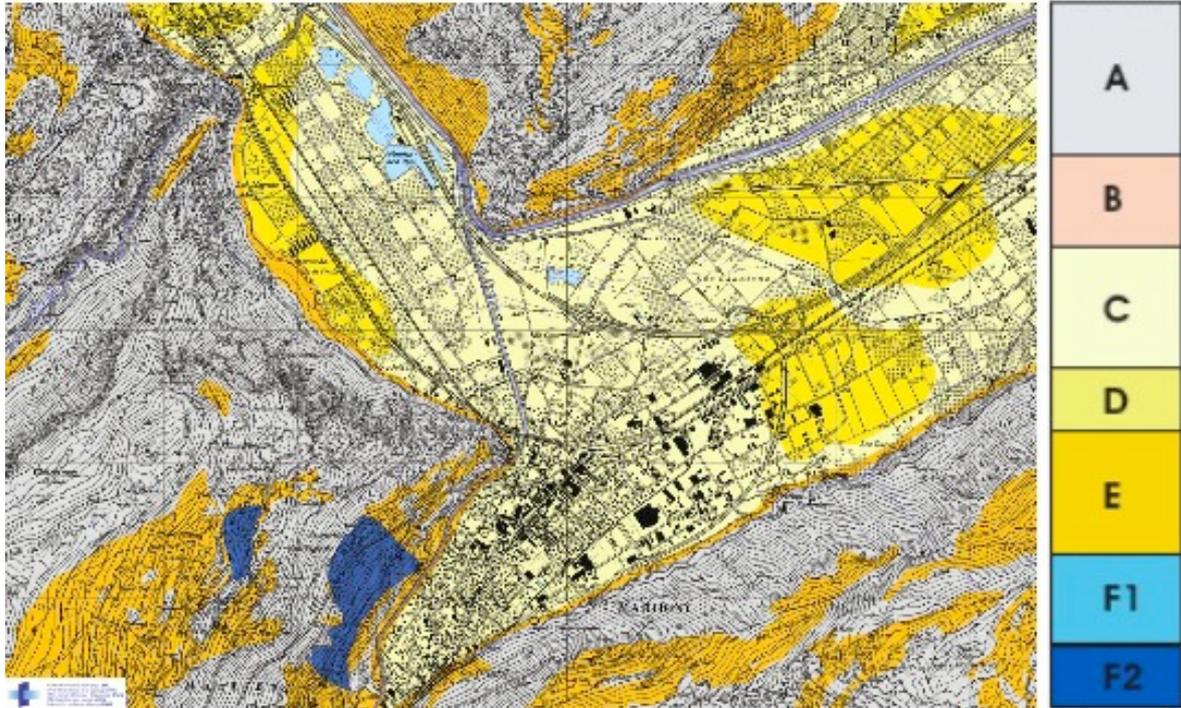
Als Bemessungshilfe zur Bestimmung der BGK werden vom BAFU Karten publiziert: prod.swisstopogeodata.ch/kogis_apps/erdbeben/
 Bisher erhältlich: Westschweiz, SO, NW, OW, Stadt Bern, Stadt Luzern, ...



Karte der Baugrundklassen

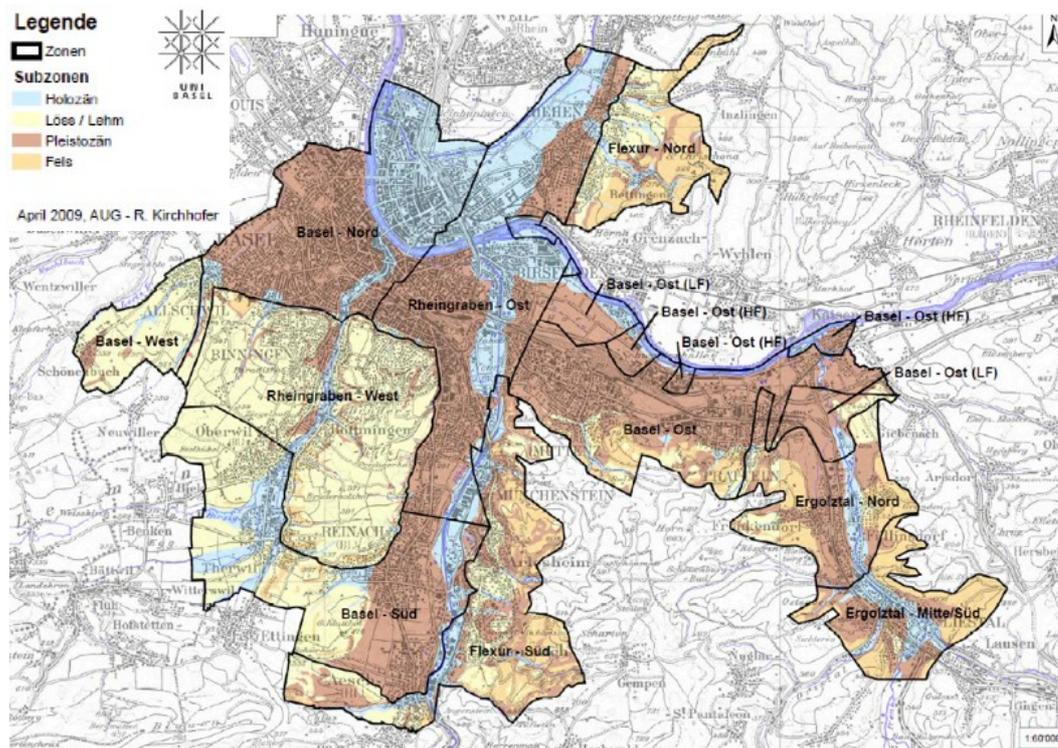
Beispiel für Karte der Baugrundklassen: Rhonetal bei Martigny VS
 Baugrundklasse A bis E sowie Klasse F1: Seekreide, Torf
 und Klasse F2: Rutschungen

[BWG 2004]



Spektrale seismische Mikrozonierung: BS, BL, SO

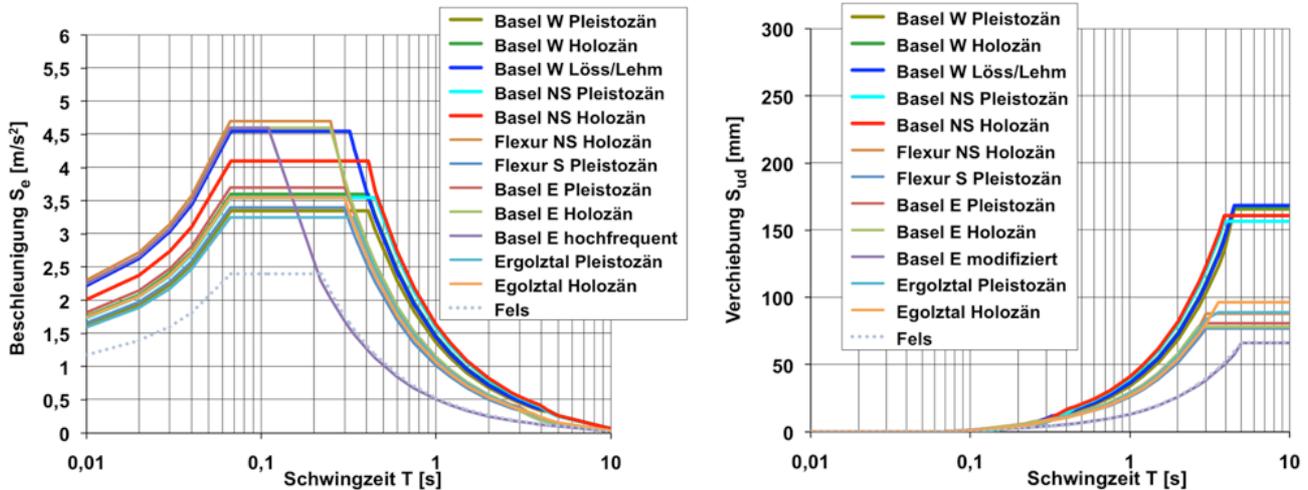
Mikrozonierungszonen in der Nordwestschweiz



[Fäh et al. 2009]

Spektrale seismische Mikrozonierung: BS, BL, SO

Elastische Antwortspektren für die einzelnen Mikrozonierungszonen



[Fäh et al. 2009]

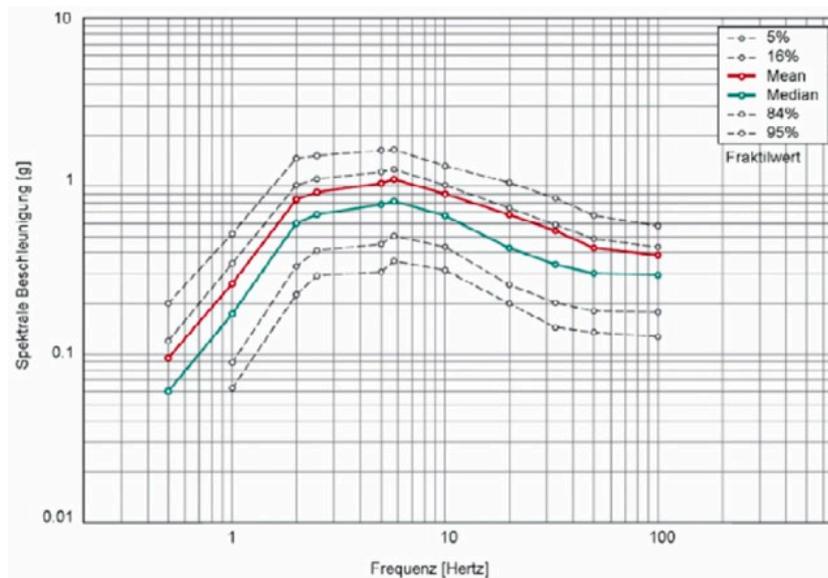
Online abrufbar unter:

BL: geo.bl.ch Themenbereich Naturgefahren > Erdbebenmikrozonierung

BS: geo.bs.ch/erdbebenmikrozonierung

Uniform Hazard Spectra UHS

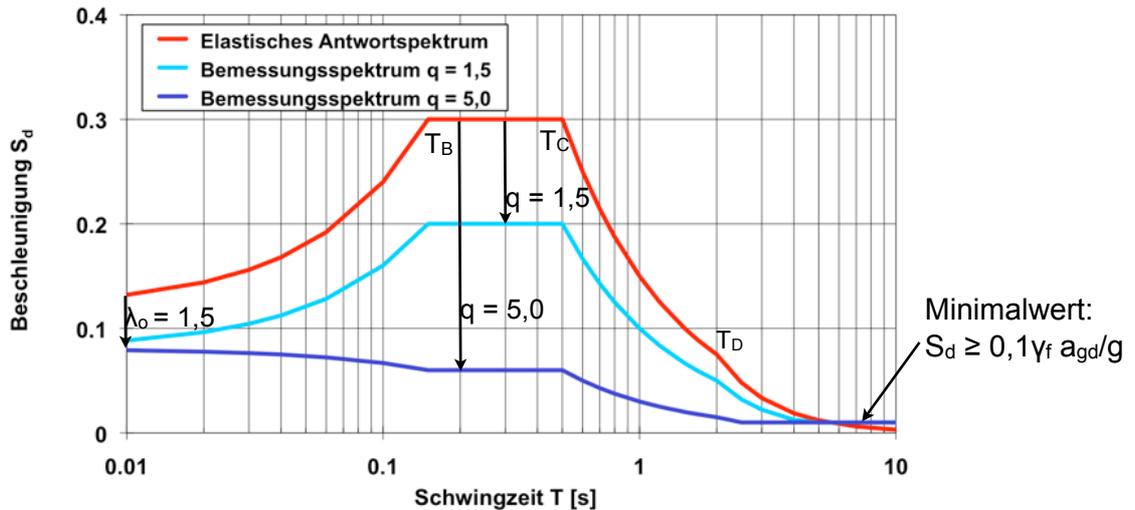
Standort des KKW Leibstadt



[Pegasos 2007]

- Direkte probabilistische Berechnung eines standortspezifischen Antwortspektren: Uniform Hazard Spectra
- Für eine Wiederkehrperiode von 10'000 Jahren und für 5% Dämpfung
- Für das Fundamentniveau 10 m unter der Oberfläche

3.8 Bemessungsbeben Bemessungsspektren



- Dargestellt sind die horizontalen Beschleunigungsspektren für Erdbebenzone Z2 ($a_{gd} = 1 \text{ m/s}^2$), Baugrundklasse B und Bauwerksklasse I ($\gamma_f = 1,0$).
- Verhaltensbeiwert $q = \lambda_o \mu \Delta$ mit Überfestigkeit $\lambda_o = 1,5$
- Bedeutungsfaktor γ_f in Abhängigkeit der Bauwerksklasse (BWK)
- Das Bemessungsspektrum ist dimensionslos, d.h. normiert auf die Erdbeschleunigung g .

Einteilung in Bauwerksklassen

- Schutzgrad der Erdbebenbemessung ist abgestuft nach Bedeutung.
- Gemäss SIA 261 werden die Bauwerke in drei Bauwerksklassen (BWK) eingeteilt.
- Kriterien für die Einteilung in BWK:
 - Personenbelegung
 - Schadenpotenzial
 - Umweltgefährdung (soweit nicht störfallrelevant)
 - Bedeutung für die Katastrophenbewältigung

BWK	Merkmale	Beispiele Gebäude
I	- keine grösseren Menschenansammlungen - keine Gefährdung der Umwelt	Wohn-, Büro- und Gewerbebauten
II	- grössere Menschenansammlungen - beschränkte Gefährdung der Umwelt	Schulen, Theater, Einkaufszentren, öffentliche Verwaltung, Spitäler
III	- lebenswichtige Infrastruktur - erhebliche Gefährdung der Umwelt	Akutspitäler, Feuerwehrgebäude, Ambulanzgaragen

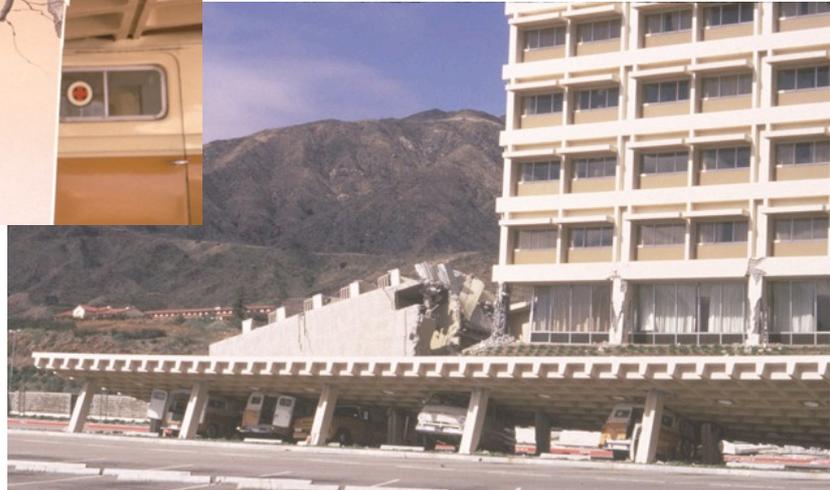
Bauwerksklassen

Beispiel für die Bauwerksklasse III: Ambulanzgaragen



[EERI 1971]

Olive View Hospital, Los Angeles, nach dem Erdbeben von San Fernando in Kalifornien 1971



[EERI 1971]

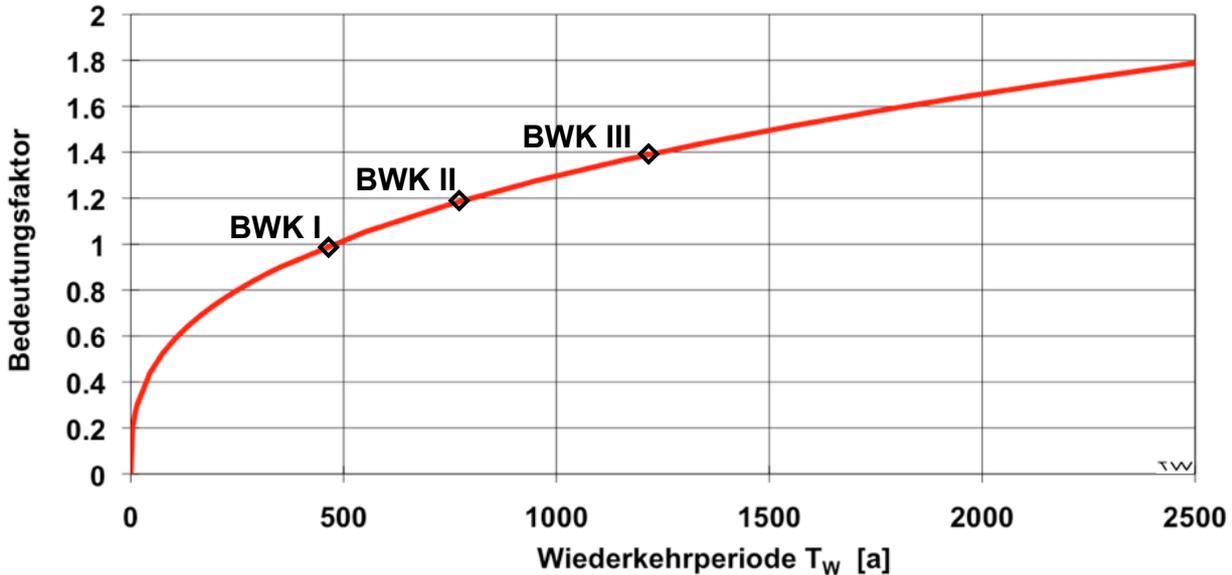
Bauwerksklassen und erforderliche Nachweise

- Abstufung der rechnerischen Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit nach Bauwerksklassen (BWK)
- Bei BWK I und II gilt der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit als implizit erfüllt durch den Nachweis der Tragsicherheit.
- Der Bedeutungsfaktor γ_f erscheint im Bemessungsspektrum als Multiplikator der Erdbebeneinwirkung.
- Grössere Wiederkehrperiode für den Personenschutz (Tragsicherheit) im Vergleich zum Schutz von Sachwerten (Gebrauchstauglichkeit)

BWK	Tragsicherheit		Gebrauchstauglichkeit	
	Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens	Bedeutungsfaktor γ_f	Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens	Bedeutungsfaktor γ_f
I	475 Jahre	1,0	kein Nachweis erforderlich	–
II	800 Jahre	1,2	kein Nachweis erforderlich	–
III	1200 Jahre	1,4	200 Jahre	1,4 / 2 = 0,7

Bedeutungsfaktor und Wiederkehrperiode

- Die maximale horizontalen Bodenbeschleunigung a nimmt mit der Wiederkehrperiode T_w des Bemessungsbebens zu.
- Approximative Beziehung: $a/a_{gd} = (T_w/475 \text{ Jahre})^{0,35}$
- Der Quotient a/a_{gd} kann als Bedeutungsfaktor γ_f interpretiert werden.



Verhaltensbeiwert q

nicht duktiles Tragwerksverhalten

$q \approx \lambda_o$: berücksichtigt Überfestigkeit sowie Dämpfung unterschiedlich von 5%
 $q = 1,5$ unabhängig von der Bauweise
 (Ausnahme: $q = 2,0$ für Stahlbeton mit Betonstahl B oder C)

duktilen Tragwerksverhalten

$q = \lambda_o \mu_\Delta$: berücksichtigt Überfestigkeit und Duktilität sowie Dämpfung unterschiedlich von 5%

Bauweise	Verhaltensbeiwert q	Kriterien für Festlegung von q
Stahlbeton	3,0 bis 4,0	Duktilität der Bewehrung
Stahl	2,0 bis 5,0	Tragsystem und Querschnittsklasse
Verbund	2,0 bis 5,0	Tragsystem und Querschnittsklasse
Holz	2,0 bis 3,0	Duktilität der Verbindungen
Mauerwerk	2,5	Bewehrung vorhanden

Literaturverzeichnis

- Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Auflage, Birkhäuser Verlag.
- Biot M. (1932): Transient Oscillations in Elastic Systems. Ph.D. Theses, Caltech, Pasadena, Kalifornien.
- BWG (2004): Verfahren zu Erstellung und Verwendung von Mikrozonierungsstudien in der Schweiz, Richtlinien des Bundesamts für Wasser und Geologie BWG, Biel.
- Chopra A.K. (2007): Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd Edition, Prentice Hall.
- Dazio A., Wenk T., Bachmann H. (1999): Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch - statischer Einwirkung. IBK-Bericht Nr. 239, Birkhäuser Verlag, Basel.
- Dazio A. (2004): Antwortspektren, in: Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen, Tagungsband des SGEB-Fortbildungskurs vom 7. Okt. 2004, Zürich.
- Dazio A. (2008): Erdbebengefährdung und erdbebengerechter Entwurf von Neubauten, in: Erdbebensicherheit von Gebäuden – Rechts- und Haftungsfragen, Dokumentation SIA D 0227, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- Dazio A. (2009): Folienkopien der Vorlesung Erdbebensicherung von Bauwerken I im Studiengang Master Bauingenieurwesen, ETH Zürich.

Literaturverzeichnis

- Fäh D., Wenk T. (2009): Mikrozonierung für die Kantone Basel Stadt und Basel Landschaft, Optimierung der Form der Antwortspektren und der Anzahl der Mikrozononen, Teilbericht B, Schweizerischer Erdbebendienst SED, ETH Zürich.
- EERI (1971): Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Giardini D., Wiemer S., Fäh D., Deichmann N. (2004): Seismic Hazard Assessment of Switzerland, Swiss Seismological Service, ETH Zürich
- Grünthal G., Mayer-Rosa D., Lenhardt W. (1998): Abschätzung der Erdbebengefährdung für die D-A-CH-Staaten - Deutschland, Österreich, Schweiz. - Bautechnik, 75, 10, 753-767
- Grünthal G. Grünthal, Ch. Bosse, D. Stromeyer (2009): Die neue Generation der probabilistischen seismischen Gefährdungseinschätzung der Bundesrepublik Deutschland, Scientific Technical Report STR09/07, Deutsches Geoforschungszentrum Potsdam. 84 S.
- Housner G.W. (1997): Connections, The EERI Oral History Series, Stanley Scott Interviewer, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Kalifornien.
- Makris N., Konstantinidis D. (2001): The Rocking Spectrum and the Shortcomings of Design Guidelines, PEER Report 2001/07, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, Kalifornien.
- Kramer S.L. (1996): Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall.
- Lestuzzi P., Wenk T., Bachmann H. (1999): Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator. IBK-Bericht Nr. 240, Birkhäuser Verlag, Basel.

Literaturverzeichnis

Newmark N.M., Hall W.J. (1982): Earthquake Spectra and Design, Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.

PEGASOS (2007): Neubestimmung der Erdbebengefährdung an den Kernkraftwerkstandorten in der Schweiz (Projekt PEGASOS), Hauptabteilung für die Sicherheit der Kernanlagen HSK, Würenlingen.

Schweizerischer Erdbebendienst SED (1999): Global Seismic Hazard Assessment Program (GSHAP), Global Seismic Hazard Maps, seismo.ethz.ch/GSHAP/, ETH Zürich.

Sägesser R., Mayer-Rosa D. (1978): Erdbebengefährdung in der Schweiz, Schweizerische Bauzeitung, Band 96, Heft 7, S. 107-123

Sellami S. et al. (2002): Seismic hazard maps of Switzerland, Schweizerischer Erdbebendienst (SED), www.seismo.ethz.ch/hazard/risk/sha_ch.html, Zürich SIA 261 (2003): Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

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

Weber B. (2002): Vorlesung Tragwerksdynamik, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 170 p.

Wenk T. (2005): Erdbebeneinwirkung, Dokumentation SIA D 0211 Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Zürich.

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

Erdbebensicherung von Bauwerken I

4. Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten

Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Inhaltsübersicht

4.1 Tragwerkseigenschaften

4.2 Tragwerksarten

- Stahlbetonrahmensysteme
- Stahlbetontragwandsysteme

4.3 Erdbebengerechter Entwurf

- Grundsätze
- Schadenbilder

4.4 Erdbebengerechter Entwurf in den SIA-Normen

4.5 Konzeptionelle und konstruktive Regeln in den SIA-Normen

4.6 Verhaltensbeiwerte in den SIA-Normen

- Betonbauten
- Stahlbauten
- Stahl-Beton-Verbundbauten
- Holzbauten
- Mauerwerksbauten

4.1 Tragwerkseigenschaften

Die wichtigsten Tragwerkseigenschaften für das Erdbebenverhalten sind:

- **Steifigkeit:**
 - gegen Schäden an nicht tragenden Bauteilen
- **Tragwiderstand:**
 - gegen Schäden am Tragwerk
- **Verformungsvermögen, Duktilität:**
 - gegen Einsturz

4.2 Tragwerksarten

Die wichtigsten Tragwerksarten für die Abtragung der Erdbebenbeanspruchung sind:

- **Rahmen aus Stahlbeton oder Stahl**
- **Stahlbetontragwände**
- **Stahlbetontragwände mit Stahlbetonrahmen**
- **Stahlfachwerke**
- **Mauerwerkstragwände**
- **Rahmen mit Ausfachungen aus Mauerwerk**

Räumlicher Stahlbetonrahmen

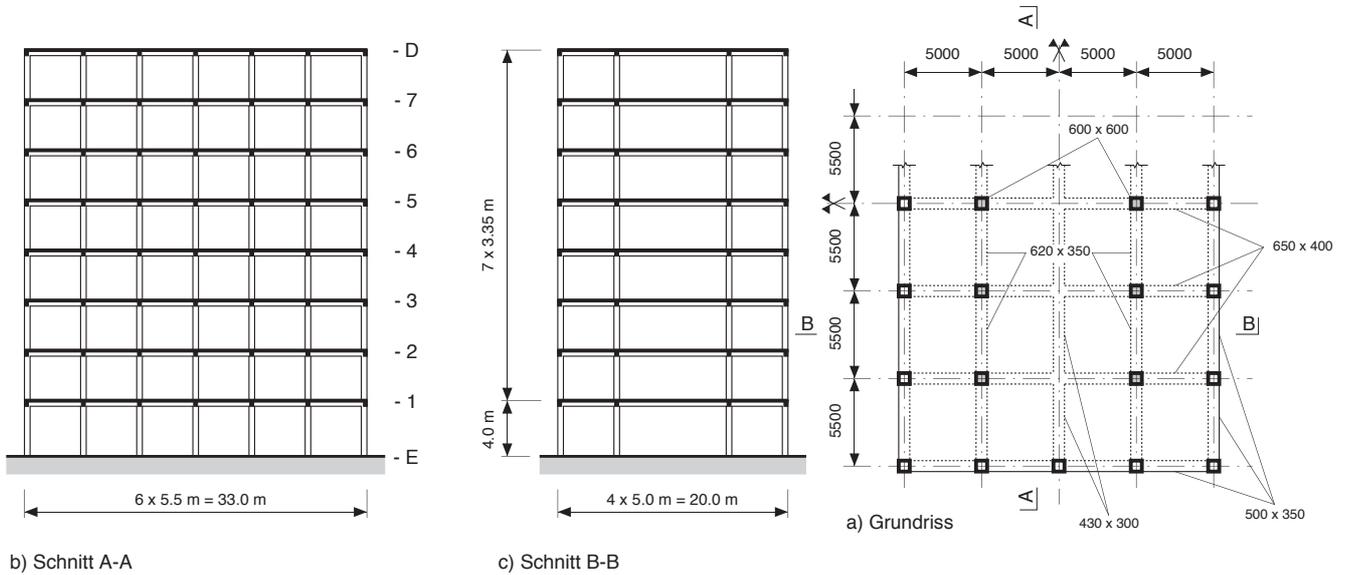
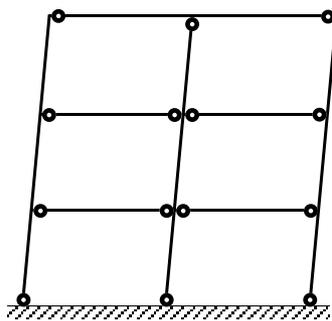
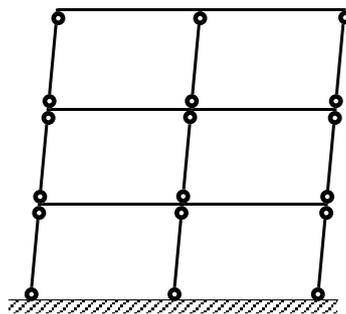


Bild 4.1 in [Bachmann 2002a]

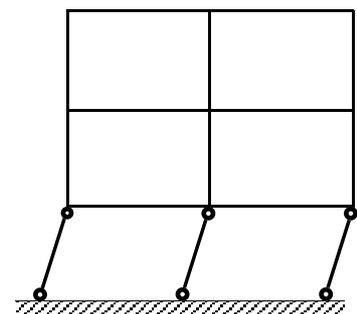
Plastische Mechanismen von Rahmen



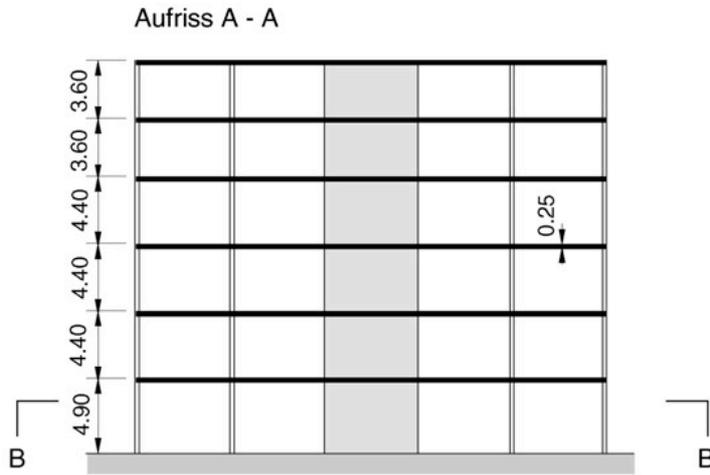
**geeigneter
Riegelmechanismus:
starke Stützen - schwache
Riegel**



**ungeeigneter
Stützenmechanismus**



**ungeeigneter
Stockwerkmechanismus**



Stahlbetontragwandsystem

Einfache Lösung mit symmetrischer Anordnung der Stahlbetontragwände

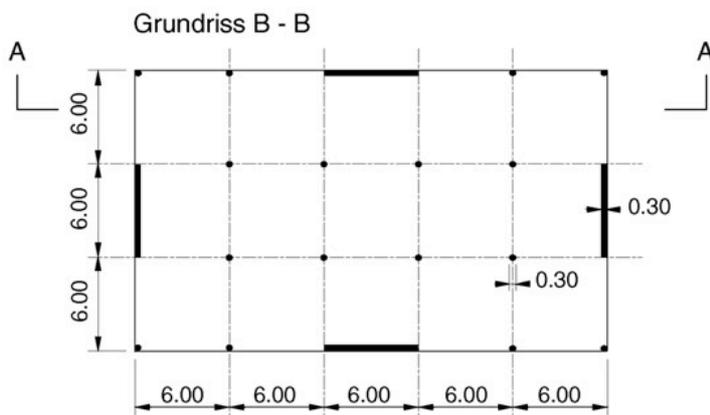
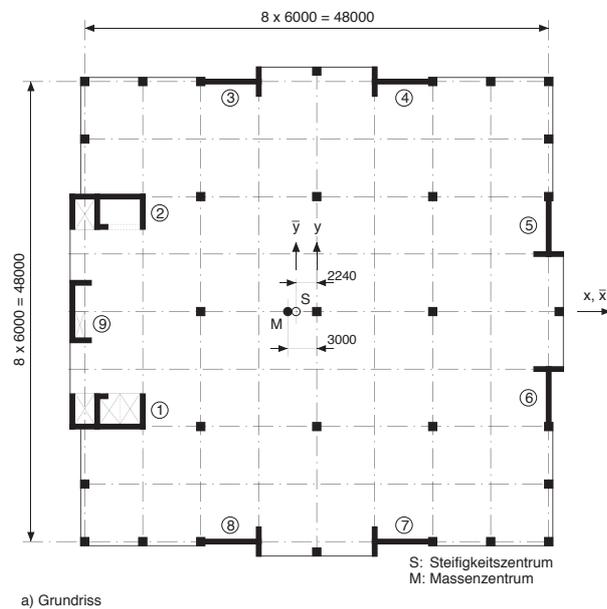


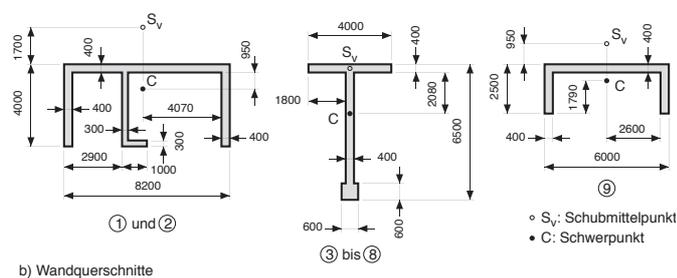
Bild 4.3 in [Bachmann 2002a]



a) Grundriss

Stahlbetontragwandsystem

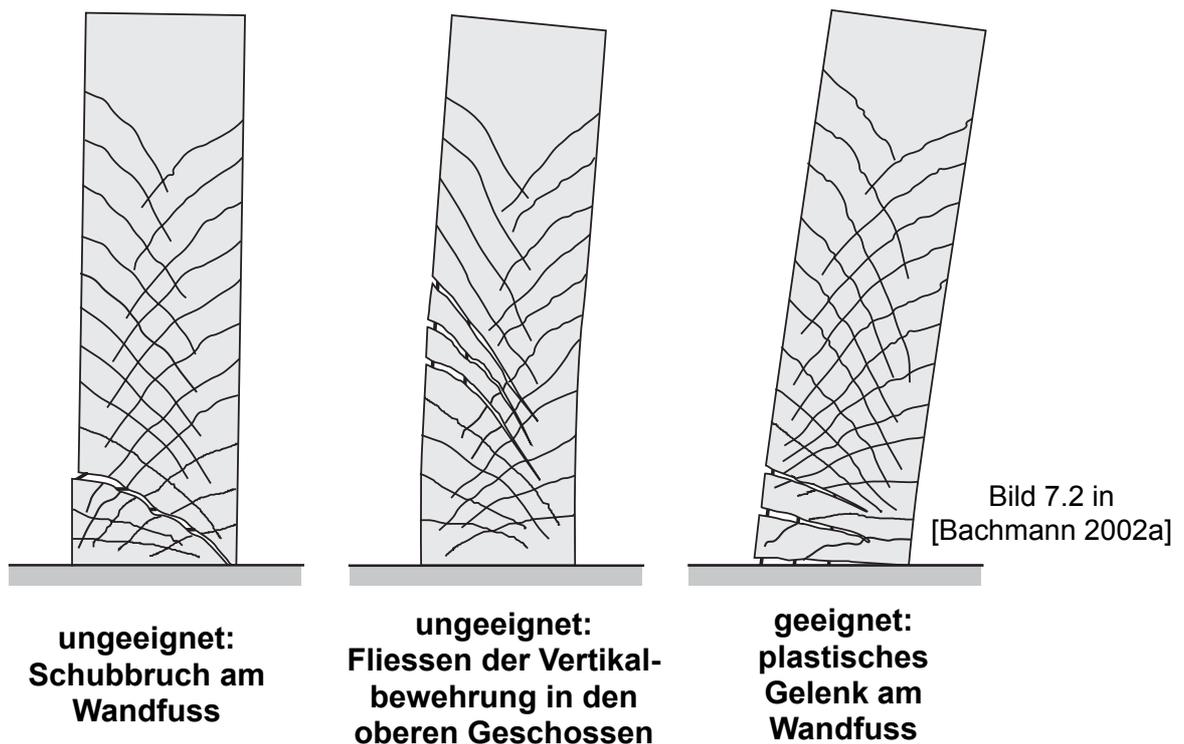
Differenziertere Lösung mit zusammengesetzten Querschnitten der Stahlbetontragwände



b) Wandquerschnitte

Bild 4.5 in [Bachmann 2002a]

Plastische Mechanismen von Stahlbetontragwänden



4.3 Erdbeibengerechter Entwurf

- Einfache Regeln für den Gebäudeentwurf abgeleitet aus typischen Schadenbildern bei starken Erdbeben.
- Ergänzung zu den rechnerischen Nachweisen
- Berücksichtigt Unschärfen der Erdbeibeneinwirkung
- Garantiert ein akzeptables Verhalten auch bei Erdbeben, die stärker als das Bemessungsbeben sind.
- Führt zu einem robusten Tragsystem, d.h. die Schäden bleiben bei Überschreitung des Bemessungsbebens in einem vertretbaren Verhältnis.
- Grundsätze für die Auslegung des Tragsystems:
 - Einfachheit
 - Regelmässigkeit
 - Redundanz
- Erfordert eine enge Zusammenarbeit zwischen Architekt und Bauingenieur von der frühen Entwurfsphase an: sogenannter “Miteinander-Entwurf” gemäss [Bachmann 2002b].

Grundsätze des erdbebengerechten Entwurfs



Erdbebensicherer Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden

Hugo Bachmann

Richtlinien des BWG – Directives de l'OFEG – Direttive dell'UFAEG
Bern, 2002



Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

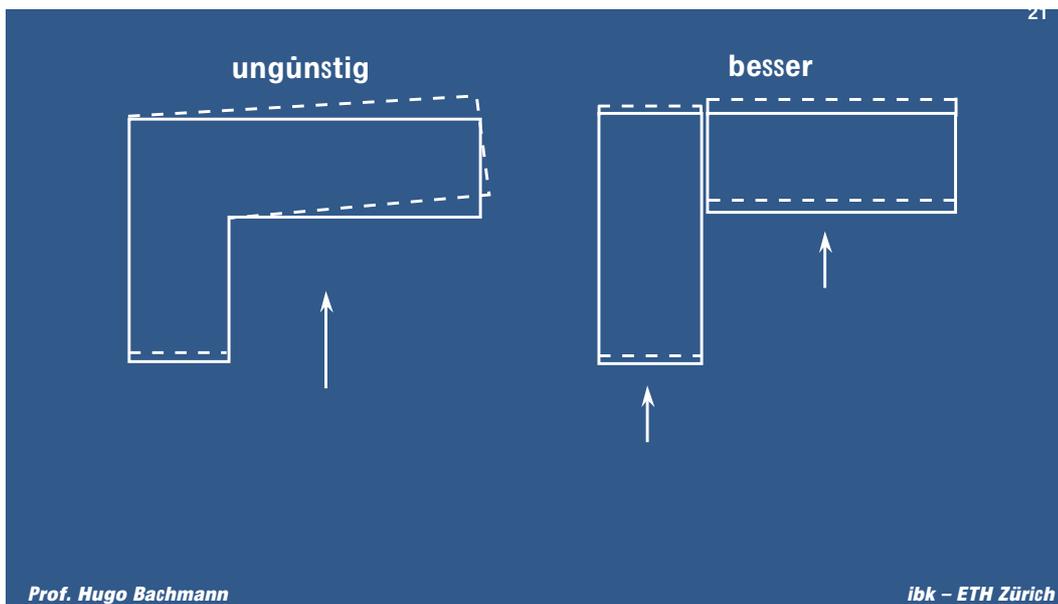
Die folgenden Folien basieren zu einem grossen Teil auf der Publikation von Prof. Dr. Hugo Bachmann (2002b):

„Erdbebensicherer Entwurf von Hochbauten - Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden“

Die Publikation kann von der Webseite des BAFU herunter geladen werden:

www.bafu.admin.ch/publikationen/publikation/00799/index.html?lang=de

Kompakte Grundrisse anstreben!



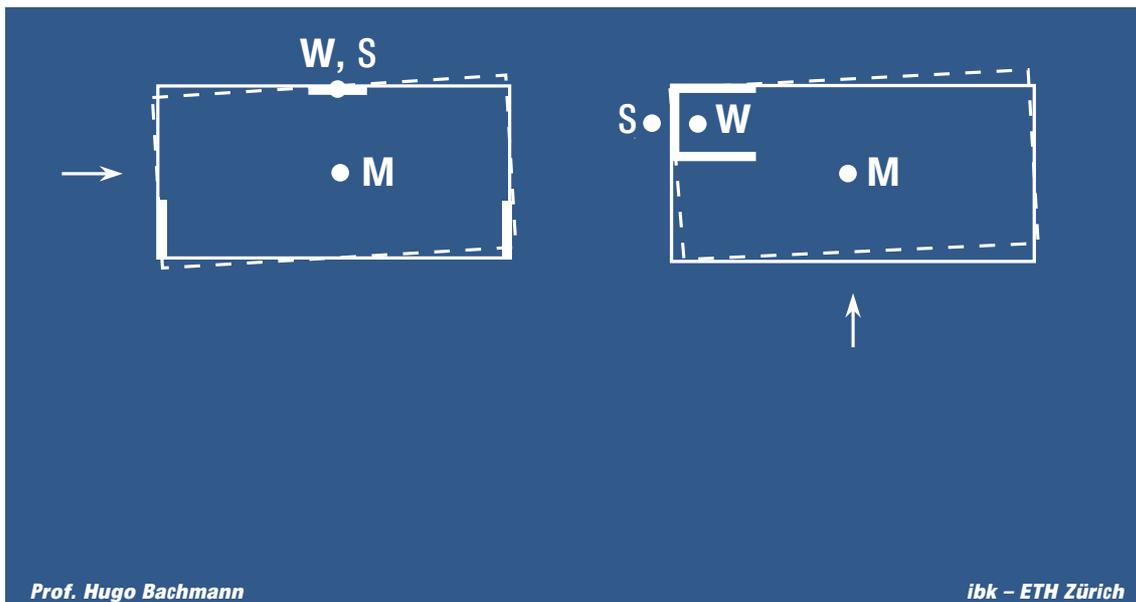
Prof. Hugo Bachmann

ibk - ETH Zürich



Kompakte Grundrisse anstreben!

Unsymmetrische Aussteifungen vermeiden!



Unsymmetrische Aussteifungen vermeiden!



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

Unsymmetrische Aussteifungen vermeiden!



Erdbeben von Umbria-Marche 1997

Unsymmetrische Aussteifungen vermeiden!



**Unsymmetrische
Aussteifungen
vermeiden!**

Unsymmetrische Aussteifungen vermeiden!

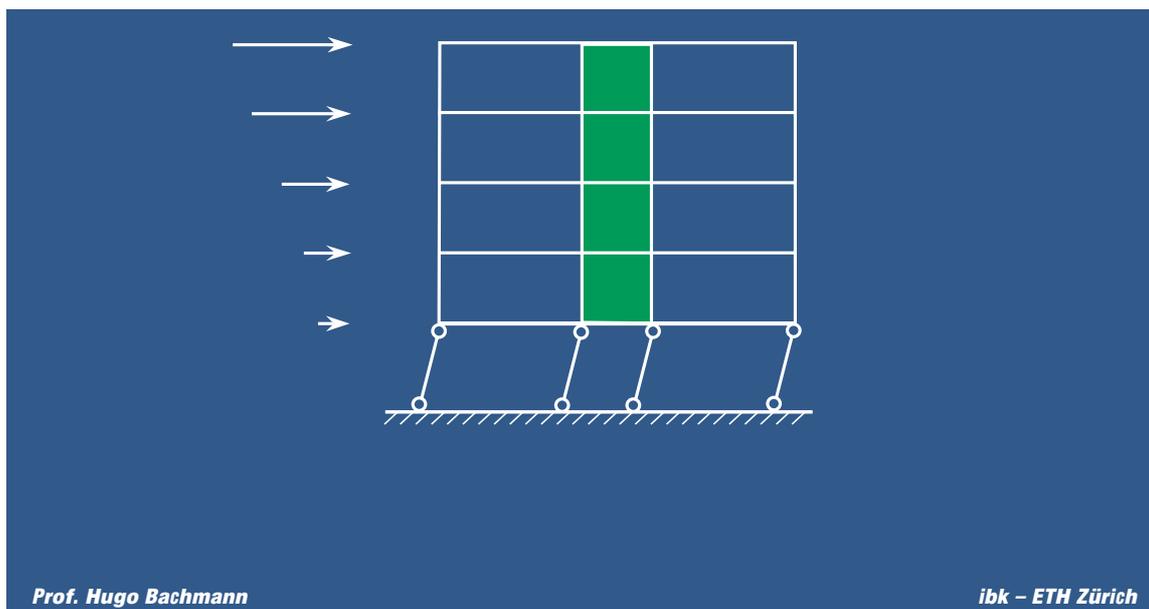


Thomas Wenk

19

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Weiche Erdgeschosse vermeiden!



Thomas Wenk

20

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Seite 103

Weiche Erdgeschoss vermeiden!



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

Weiche Erdgeschoss vermeiden!



Erdbeben von Adana-Ceyhan, Türkei 1998



Bild: T. Wenk

Weiche Erdgeschosse vermeiden!

**Chi-Chi-Erdbeben,
Taiwan 1999**

Weiche Erdgeschosse vermeiden!



Bild: T. Wenk

**Erdbeben von L'Aquila, Italien 2009:
fünf-stöckiges MFH mit Stahlbetonkernen**

→ siehe Detail auf
nächster Folie

Weiche Erdgeschosse vermeiden!

**Erdbeben von L'Aquila,
Italien 2009:**

**Schubbruch im Stahlbeton-
kern im EG.
Die vier Obergeschosse sind
wesentlich steifer als das
Erdgeschoss wegen den
zahlreichen Mauerwerks-
wänden in den Wohnungen.**



Bild: T. Wenk

Weiche Erdgeschosse vermeiden!



Bild: T. Wenk

Weiche Erdgeschoss vermeiden!

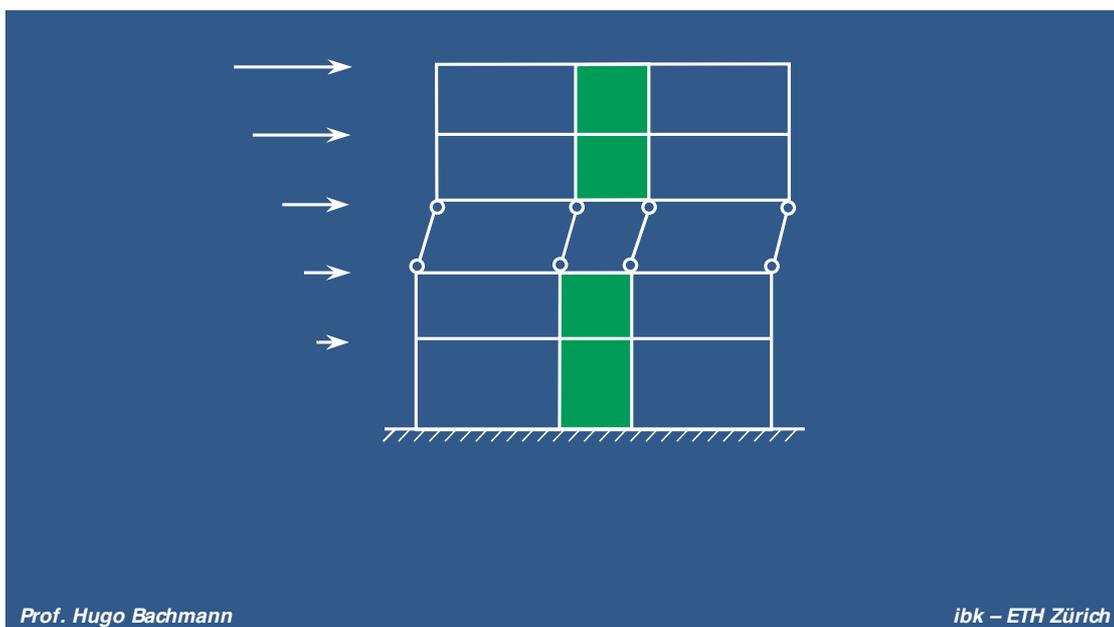


Thomas Wenk

27

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Weiche Obergeschosse vermeiden!



Thomas Wenk

28

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Seite 107

Weiche Obergeschosse vermeiden!



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

Weiche Obergeschosse vermeiden!



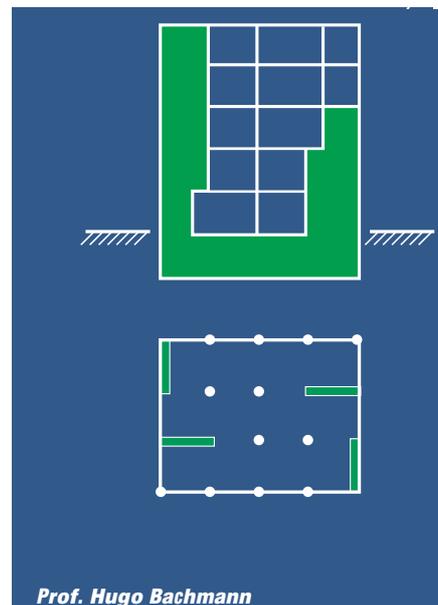
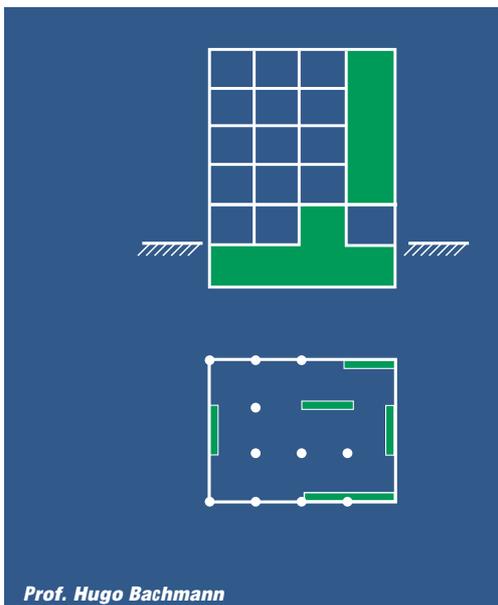
Erdbeben von Kobe, Japan 1995

Weiche Obergeschosse vermeiden!



Erdbeben von Izmit, Türkei 1999

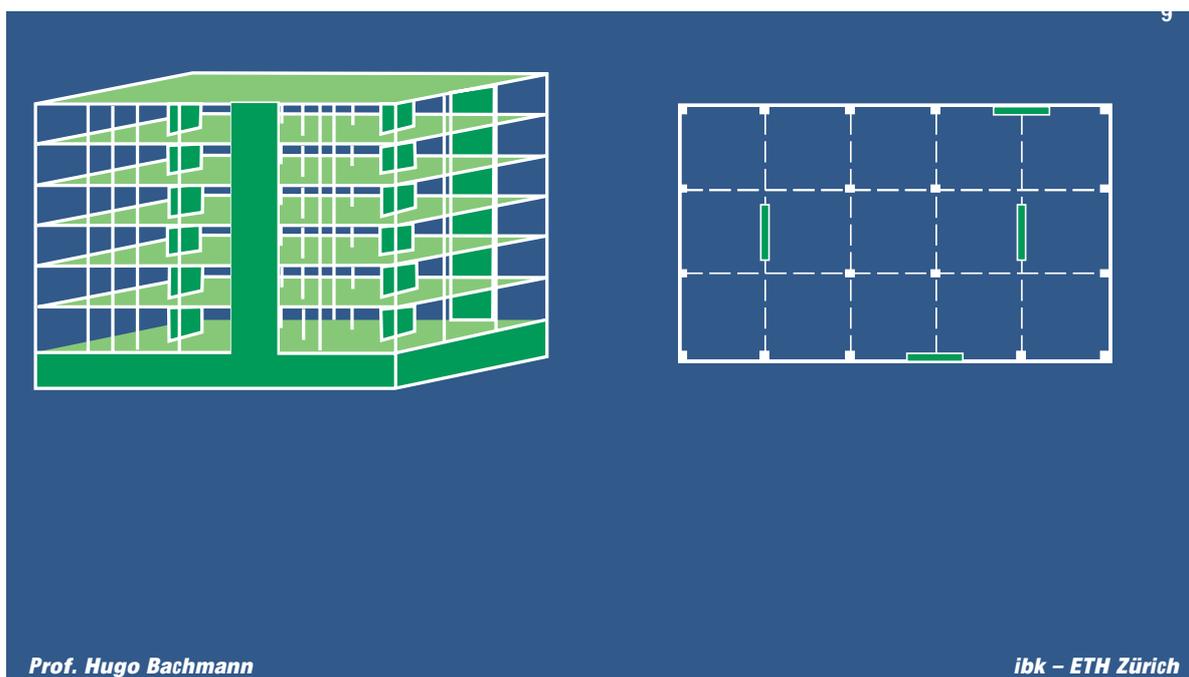
Versetzungen und Sprünge in den Aussteifungen vermeiden!



Versetzungen und Sprünge im Tragwerk vermeiden!



Zwei schlanke Stahlbetontragwände pro Hauptrichtung!

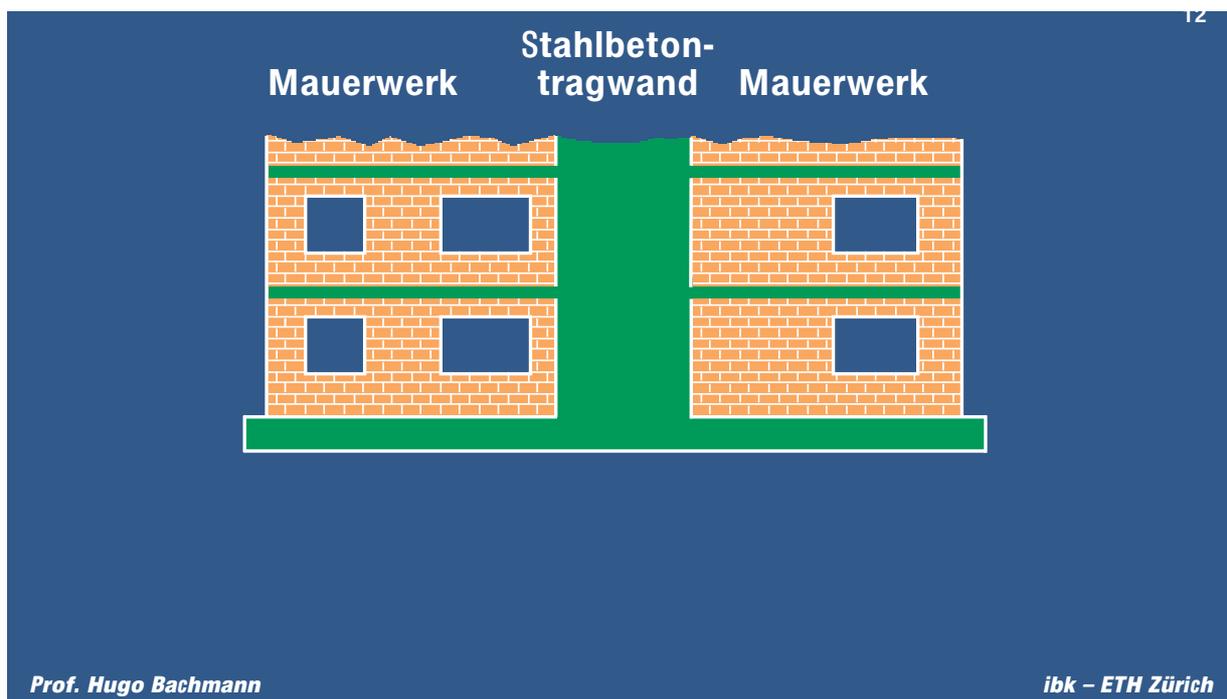


Problematik unbewehrtes Mauerwerk

Einsturz eines Gewölbes der Basilica di San Francesco
in Assisi beim Umbria-Marche Erdbeben 1997



Mauerwerkswände durch Stahlbetontragwände aussteifen!



Mauerwerkswände durch Stahlbetontragwände aussteifen!

Zwei schlanke Stahlbetonwände pro Hauptrichtung



Mauerwerkswände durch Stahlbetontragwände aussteifen!

Zwei schlanke Stahlbetonwände pro Hauptrichtung



Umkippen von Mauerwerkswänden verhindern!



Wandschlankheit begrenzen, Wände oben in der Decke in Querrichtung verankern.

Bild: T. Wenk

Erdbeben von Adana-Ceyhan, Türkei 1998

Umkippen von Mauerwerkswänden verhindern!

Bei tragenden oder nicht tragenden Wänden zu beachten!



Bild: T. Wenk

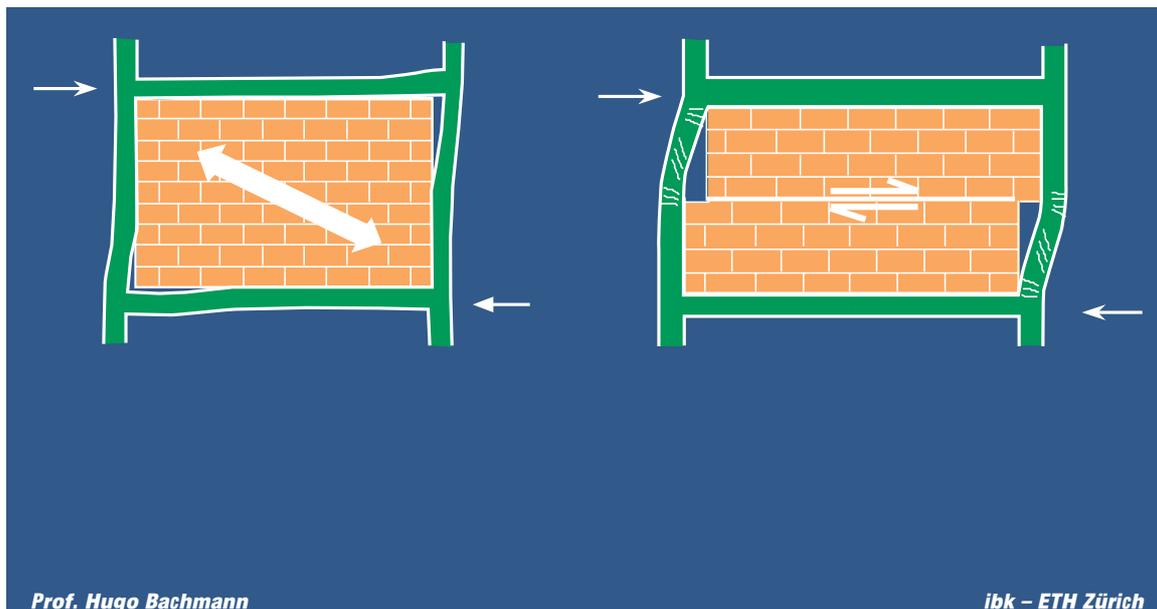
Erdbeben von L'Aquila, Italien 2009

Umkippen von Mauerwerkswänden verhindern!



Erdbeben von Visp VS 1855

Mauerwerksausfachungen von Rahmen vermeiden!



Mauerwerksausfachungen von Rahmen vermeiden!



Bild: T. Wenk

Erdbeben von Adana-Ceyhan, Türkei 1998

Mauerwerksausfachungen von Rahmen vermeiden!



Bild: T. Wenk

Erdbeben von Adana-Ceyhan, Türkei 1998

Mauerwerksausfachungen von Rahmen vermeiden!



Bild: T. Wenk

Erdbeben von Izmit, Türkei 1999

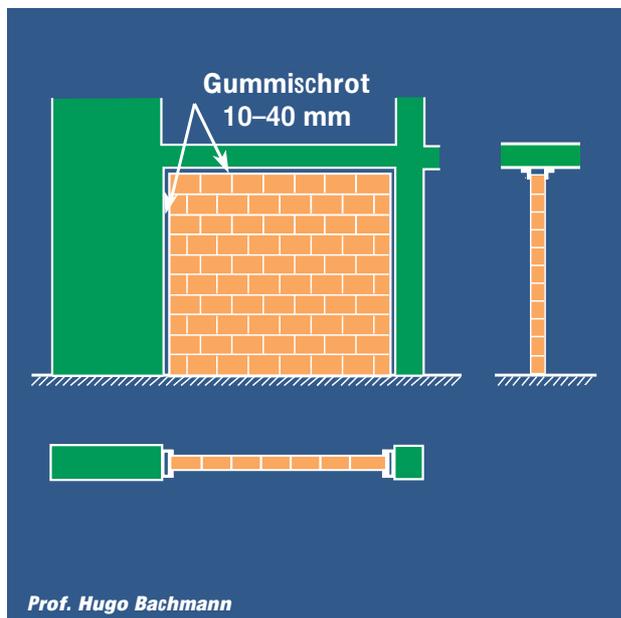
Mauerwerksausfachungen von Rahmen vermeiden!



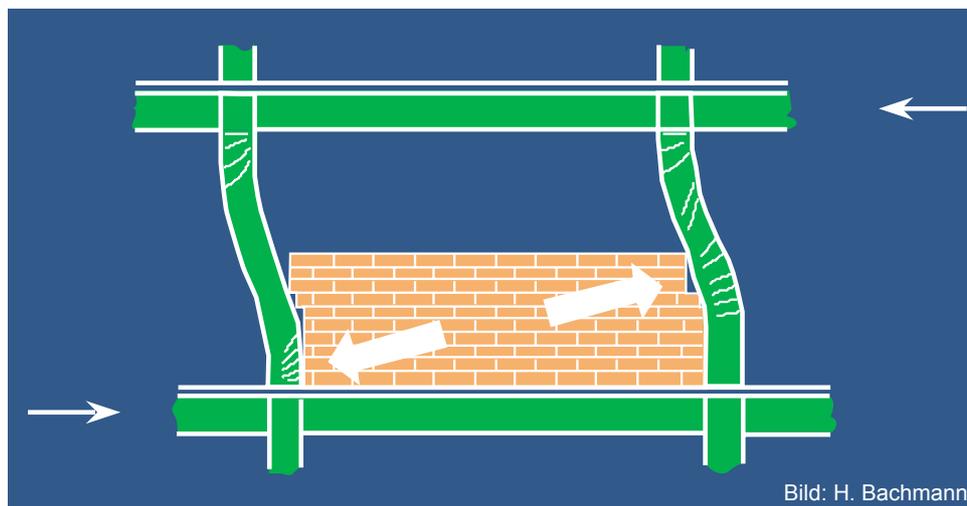
Bild: T. Wenk

Erdbeben von L'Aquila, Italien 2009

Nicht tragende Mauerwerkswände durch Fugen abtrennen!

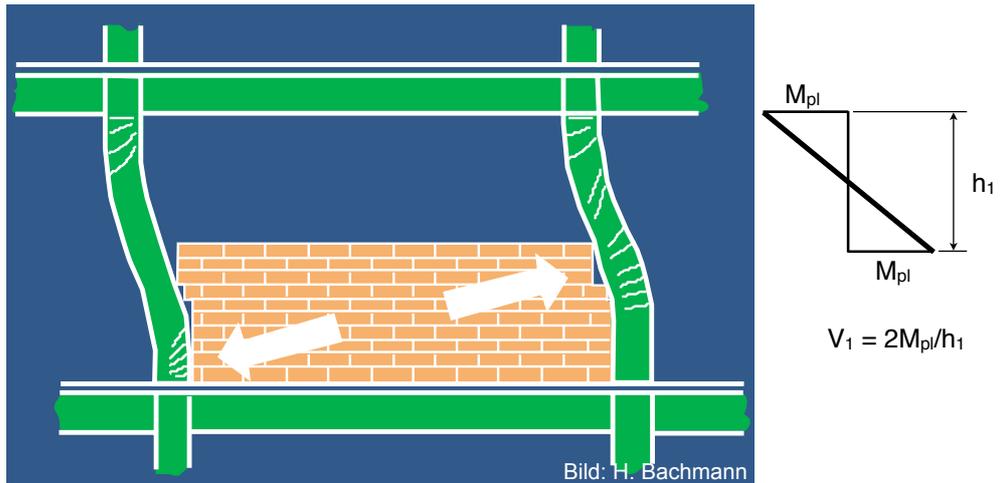


Teilausfachungen vermeiden!



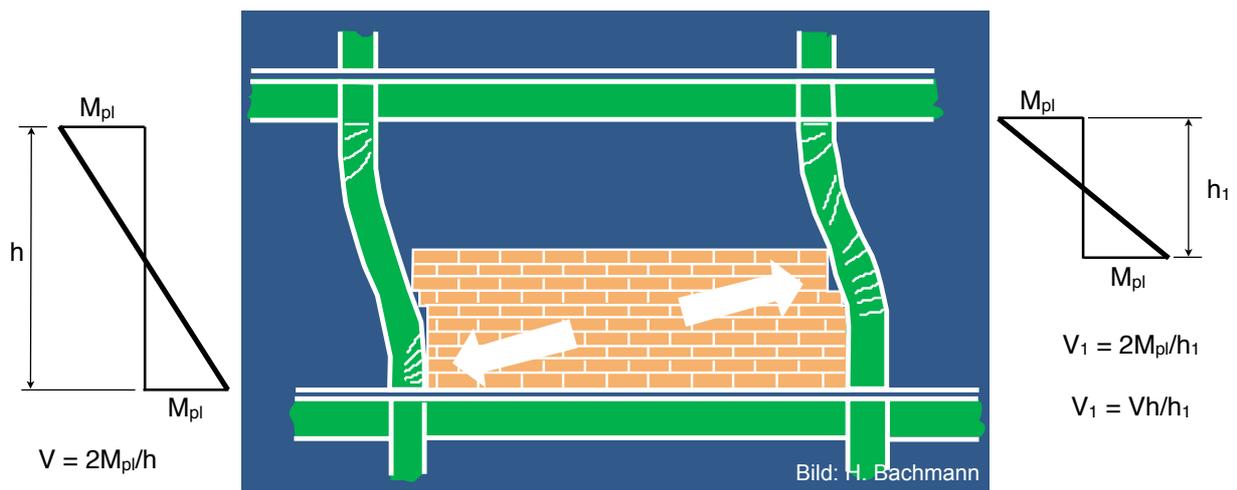
- Teilausfachungen von Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk haben sich immer wieder als ursächlich für Gebäudeeinstürze erwiesen.
- Die Stützen werden durch die Ausfachung horizontal abgestützt.
- Die verkürzte, horizontal freie Stütze erfährt eine starke relative Horizontalverschiebung.
- In der Folge versagt die verkürzte Stütze meist vorzeitig spröde auf Schub.

Teilausfachungen vermeiden!



- Mit zunehmender Erdbebenbeanspruchung bilden sich oben und unten der freien Stützhöhe h_1 plastische Bereiche.
- Gegenüber der Stütze ohne Ausfachung erhöht sich die Querkraft um den Faktor h/h_1

Teilausfachungen vermeiden!



- Mit zunehmender Erdbebenbeanspruchung bilden sich oben und unten der freien Stützhöhe h_1 plastische Bereiche.
- Gegenüber der Stütze ohne Ausfachung erhöht sich die Querkraft um den Faktor h/h_1

Teilausfachungen vermeiden!



Bild: T. Wenk



Bild: T. Wenk

Erdbeben von Boumerdès, Algerien 2003

Teilausfachungen vermeiden!

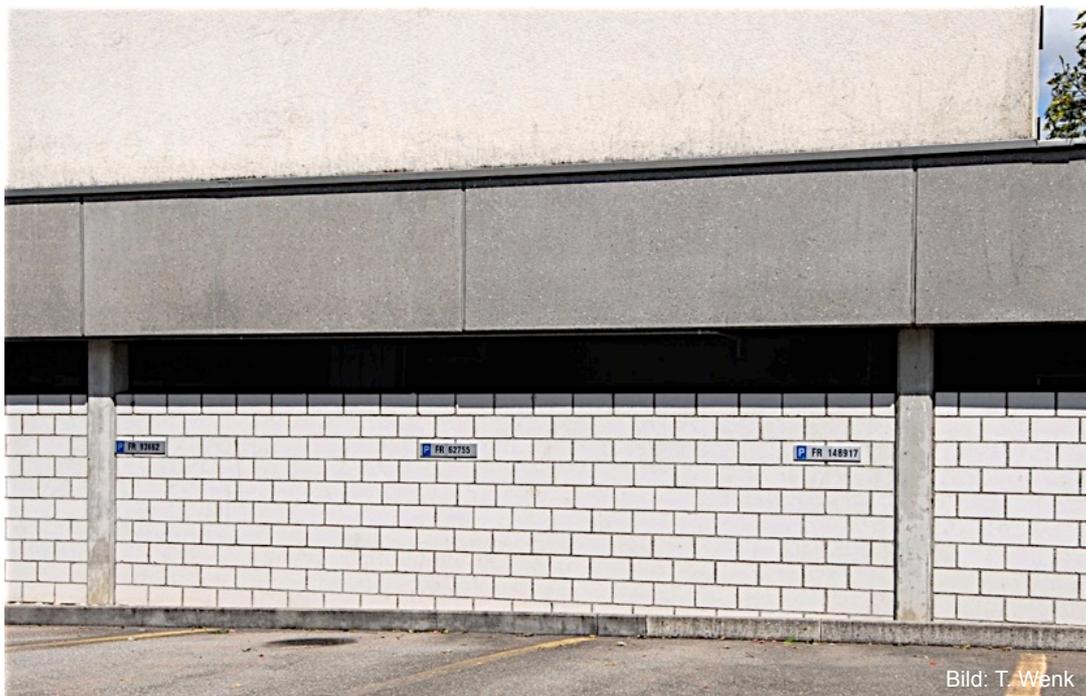


Bild: T. Wenk

Kurze Stützen vermeiden!

Erdbeben von Northridge, Kalifornien 1994



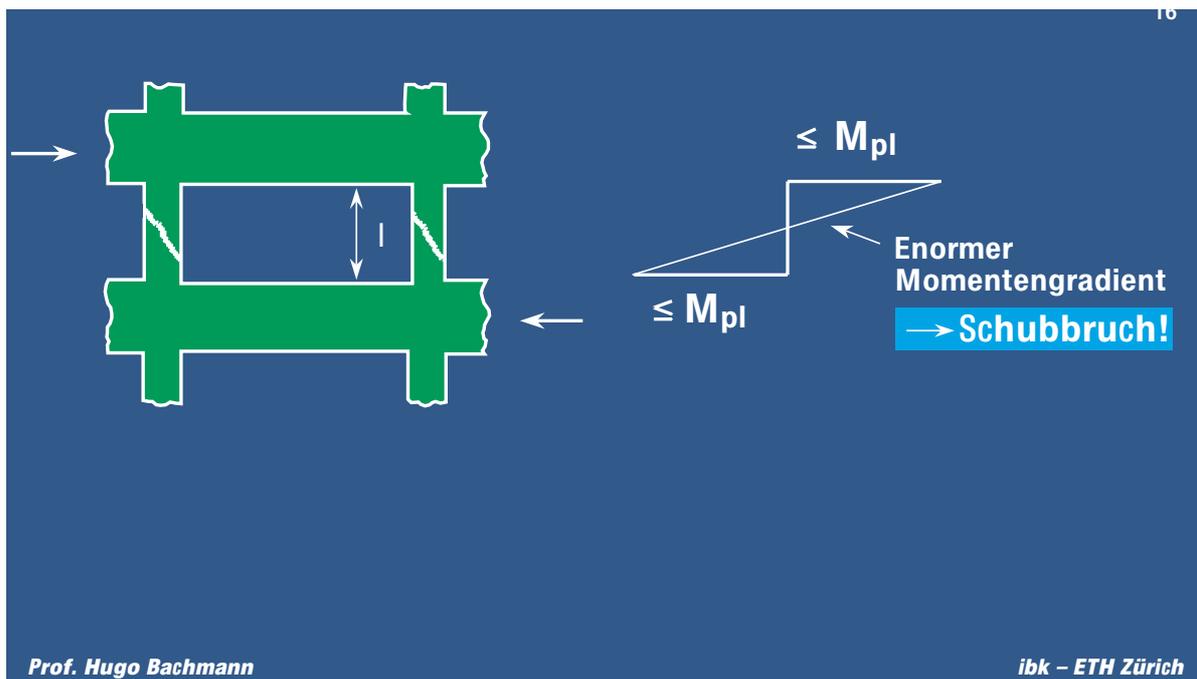
Bild: EERI



Bild: EERI

[EERI 1994]

Kurze Stützen vermeiden!

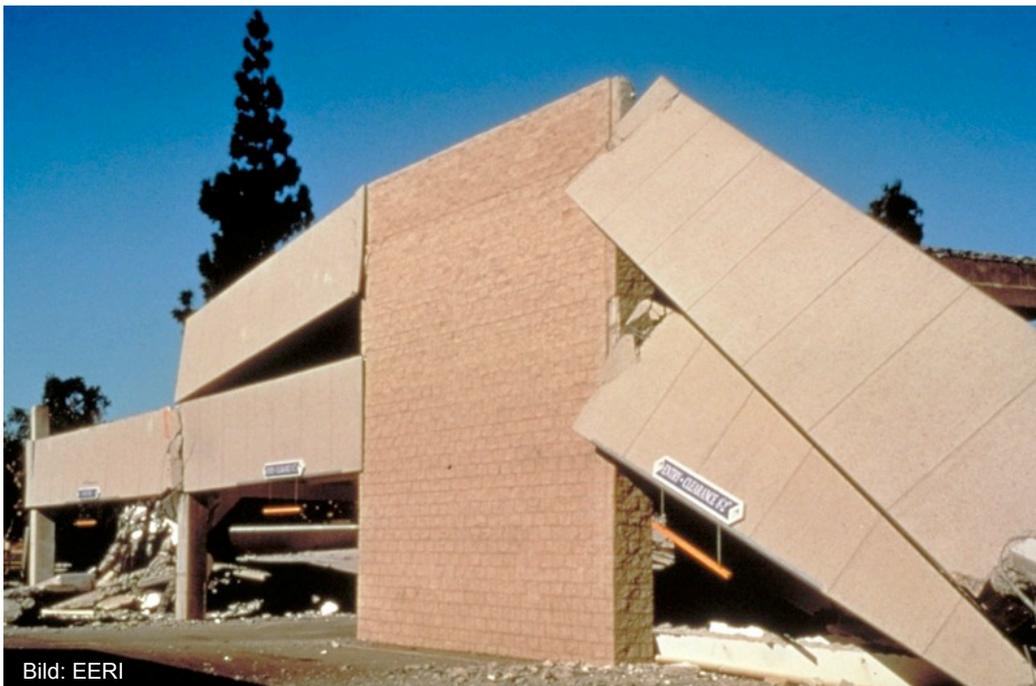


Durch steife Deckenscheiben die vertikalen Tragelemente zusammenhalten!



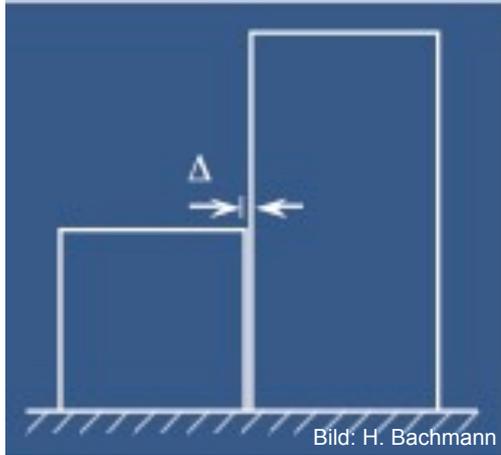
Erdbeben von Northridge, Kalifornien 1994 [EERI 1994]

Durch steife Deckenscheiben die vertikalen Tragelemente zusammenhalten!



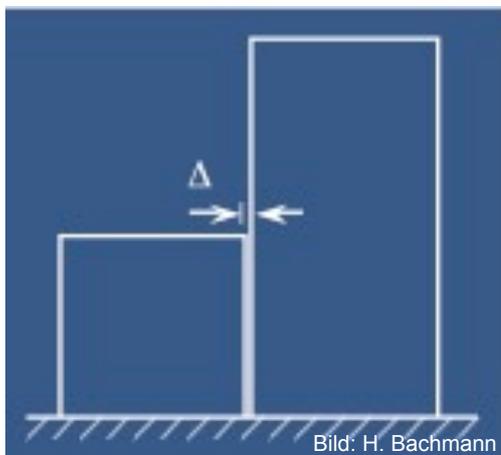
Erdbeben von Northridge, Kalifornien 1994 [EERI 1994]

Ausreichende Fugenbreite zwischen benachbarten Gebäuden vorsehen oder Gebäude so auszubilden, dass Zusammenprallen die Tragsicherheit nicht beeinträchtigt!



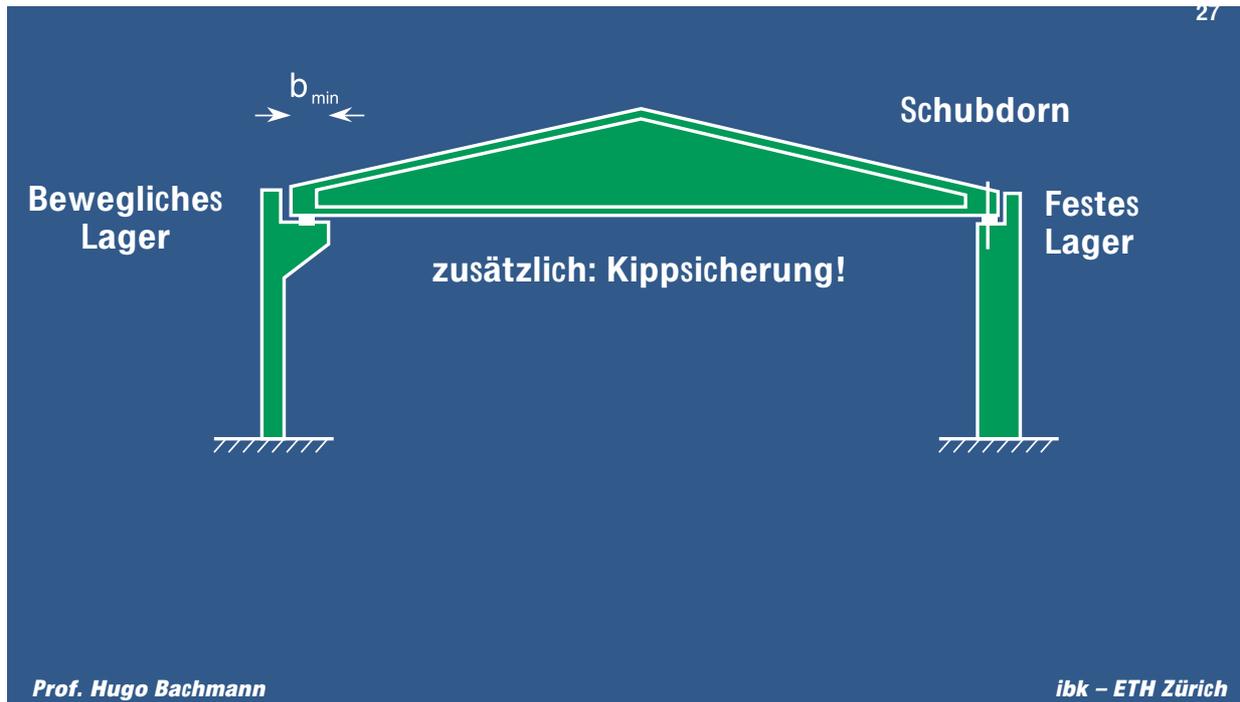
Erdbeben von Kobe, 1995

Ausreichende Fugenbreite zwischen benachbarten Gebäuden vorsehen oder Gebäude so auszubilden, dass Zusammenprallen die Tragsicherheit nicht beeinträchtigt!



Erdbeben von Chile, 2010

Bei vorfabrizierten Bauten die Verbindungen sichern!

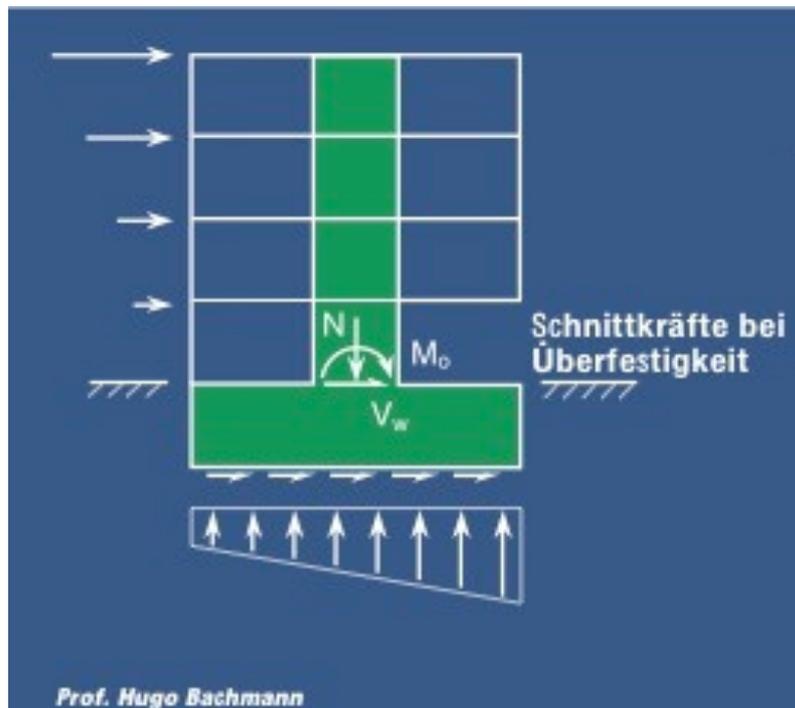


Bei vorfabrizierten Bauten die Verbindungen sichern!

Erdbeben von Adana-Ceyhan, Türkei 1998



Fundation durch Kapazitätsbemessung schützen!

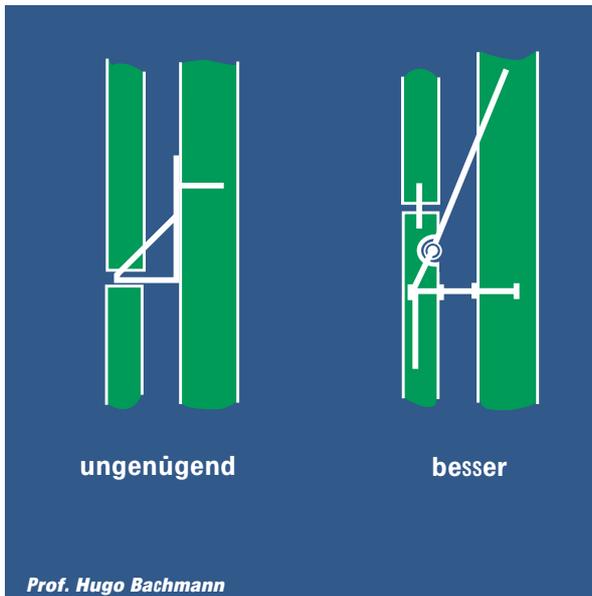


Fundation durch Kapazitätsbemessung schützen!

Izmit-Erdbeben
1999

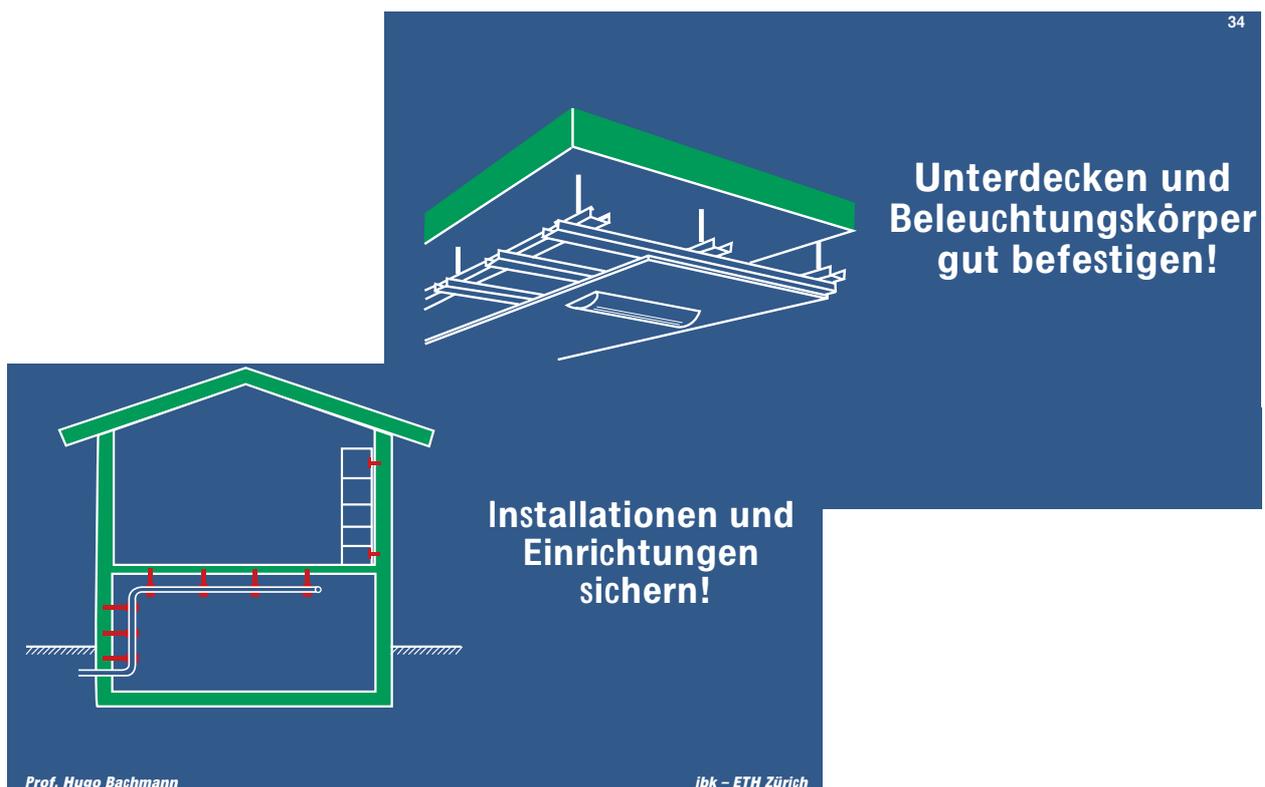


Fassadenbauteile auch für horizontale Kräfte verankern!



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

Unterdecken, Beleuchtungskörper, Installationen und Einrichtungen gut befestigen!



Unterdecken, Beleuchtungskörper, Installationen und Einrichtungen gut befestigen!



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

Unterdecken, Beleuchtungskörper, Installationen und Einrichtungen gut befestigen!





**Unterdecken,
Beleuchtungskörper
und Einrichtungen
gut befestigen!**

**Erdbeben von Chile
27.2.2010**

Bild: T. Wenk

Unterdecken und Beleuchtungskörper gut befestigen!



**Erdbeben
im SG-
Rheintal
1992**

Bild: SF DRS

Unterdecken, Beleuchtungskörper, Installationen und Einrichtungen gut befestigen!

**Getty Museum in Los Angeles:
Exponate sind in beiden horizontalen Richtungen gesichert.**



4.4 Erdbebengerechter Entwurf in den SIA-Normen

- **Konzeptionelle und konstruktive Massnahmen (SIA 261, Tabelle 27)**
 - Verbindlichkeit abhängig von BWK und Zone
 - Abweichungen erlaubt, falls durch rechnerische Untersuchungen begründet.
- **Berechnungsverfahren**
 - **Regularitätskriterien erfüllt:**
Das einfache Berechnungsverfahren (Ersatzkraftverfahren) darf angewandt werden
 - **Regularitätskriterien nicht erfüllt:**
Das aufwendigere Berechnungsverfahren (Antwortspektrenverfahren) muss angewandt werden.
- **Bemessungsmethode**
 - **nicht erdbebengerecht:**
nicht duktiler Tragwerksverhalten
 - **erdbebengerecht:**
duktiler Tragwerksverhalten

Duktiles und nicht duktiler Tragwerksverhalten



duktil

nicht duktil

- Die SIA-Tragwerksnormen unterscheiden zwischen erdbebengerechtem, duktilem und konventionellen, nicht duktilem Tragwerksverhalten.
- Mit dem duktilem Verhalten können Bauwerke für hohe Erdbebenbeanspruchungen sicher und effizient ausgelegt werden.
- Die duktile konstruktive Gestaltung garantiert ein stabiles Verhalten auch bei sehr grossen zyklisch-plastischen Verformungen.

4.5 Konzeptionelle und konstruktive Regeln in den SIA-Normen

Beispiel aus Tabelle 27 der Norm SIA 261:

Fundation von Gebäuden	Z1/BWK I Z1/BWK II Z2/BWK I	Z1/BWK III Z2/BWK II Z3/BWK I	Z2/BWK III Z3/BWK II Z3/BWK III
Tragwerk nicht auf stark unterschiedlich steifen Baugrund gründen	empfohlen	Ausnahmen zu begründen	zwingend
Zur Gewährleistung gleicher Verschiebungen: Einzelfundamente im Lockergestein vermeiden oder untereinander durch Fundamentriegel usw. verbinden.	empfohlen	Ausnahmen zu begründen	zwingend

4.6 Verhaltensbeiwerte in den SIA-Normen

- nicht duktiles Tragwerksverhalten
 - konventionelles Bemessungskonzept, keine besonderen konstruktiven Regeln zu beachten.
 - geringfügiges plastisches Verformungsvermögen, zufälliger Versagensmechanismus, sprödes Versagen möglich,
 - kleiner Verhaltensbeiwert $q \approx \varepsilon$ (Überfestigkeit)
 - $q = 1,5 \div 2,0$ abhängig von der Bauweise
 - geeignet für niedrige Seismizität, wenn Erdbebenbeanspruchung gering sind.
- duktiles Tragwerksverhalten
 - erdbebengerechtes Bemessungskonzept: Kapazitätsbemessung
 - besondere konstruktive Regeln müssen eingehalten werden.
 - grosses plastisches Verformungsvermögen, plastischer Versagensmechanismus ist festzulegen, sprödes Versagen ausgeschlossen
 - grosser Verhaltensbeiwert q
 - $q = \varepsilon \mu_{\Delta}$ berücksichtigt Überfestigkeit und Duktilität sowie Dämpfung unterschiedlich von 5%
 - geeignet für mittlere bis hohe Seismizität, wenn Erdbebenbeanspruchungen klar massgend sind.

Verhaltensbeiwert q der verschiedenen Bauweisen

nicht duktiles Tragwerksverhalten

$q \approx \varepsilon$: berücksichtigt Überfestigkeit sowie Dämpfung unterschiedlich von 5%
 $q = 1,5$ unabhängig von der Bauweise
 (Ausnahme: $q = 2,0$ für Stahlbeton mit Betonstahl B oder C)

duktiler Tragwerksverhalten

$q = \varepsilon \mu_{\Delta}$: berücksichtigt Überfestigkeit und Duktilität sowie Dämpfung unterschiedlich von 5%

Bauweise	Verhaltensbeiwert q	Kriterien für Festlegung von q
Stahlbeton	3,0 bis 4,0	Duktilität der Bewehrung
Stahl	2,0 bis 5,0	Tragsystem und Querschnittsklasse
Verbund	2,0 bis 5,0	Tragsystem und Querschnittsklasse
Holz	2,0 bis 3,0	Duktilität der Verbindungen
Mauerwerk	2,5	Bewehrung vorhanden

Verhaltensbeiwert bei Betonbauten

- Erdbebenbestimmungen in SIA 262 Kapitel 4.3.9 und 5.7:
- Verhaltensbeiwert q ist abhängig von der Bewehrungsstahlqualität.
- Konventionelle Bemessung für nicht-duktilen Tragwerksverhalten.
- Einfache Regeln der Kapazitätsbemessung für duktilen Tragwerksverhalten.

Bewehrungsstahl	A	B	C	Spannstahl
nicht-duktilen Tragwerksverhalten	1,5	2,0	2,0	1,5
duktilen Tragwerksverhalten	nicht erlaubt	3,0	4,0	nicht erlaubt

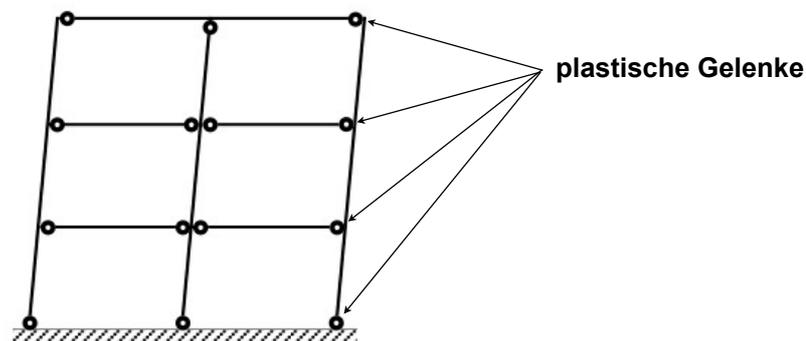
Verhaltensbeiwert bei Stahlbauten

- Erdbebenbestimmungen in SIA 263 Kapitel 4.9:
- Verhaltensbeiwert q ist abhängig von der Tragwerksart und der Querschnittsklasse (OK).
- Konventionelle Bemessung für nicht-duktilen Tragwerksverhalten.
- Einfache Regeln der Kapazitätsbemessung für duktilen Tragwerksverhalten:
 - Verbindungen auf einen um 20% erhöhten Wert der Tragfähigkeit der anzuschliessenden Teile bemessen
 - Schrauben mit Zugbeanspruchung vorspannen
 - Stahlqualität für plastische Querschnittsbemessung

Tragwerksart	QK 1	QK 2	QK 3	QK 4
nicht-duktilen Tragwerksverhalten (z.B. K-Verbände)	1,5	1,5	1,5	1,5
duktilen Tragwerksverhalten: - Rahmen - Diagonalverbände - V-Verbände	5,0 4,0 2,0	4,0 4,0 2,0	2,0 2,0 2,0	nicht erlaubt

Konstruktive Regeln für duktilen Tragwerksverhalten von Stahlrahmen

- Plastische Zonen in den Riegeln und nicht in den Stützen vorsehen (Ausnahme zuoberst und zuunterst).
- Energiedissipation in den plastischen Zonen soll kontinuierlich über die Bauwerkshöhe erfolgen.
- N- und V-Beanspruchung in den plastischen Zonen begrenzen.
- Stockwerkmechanismus vermeiden.



Beispiel für duktile Stahlrahmen: Flansch-Aufweitung

Flansch-Aufweitung stellt sicher, dass sich die plastischen Zonen in den Riegeln nicht in sondern vor der Schweissverbindung zur Stütze ausbilden.



Flansch-Aufweitung in den Riegeln beim Stützenanschluss

Beispiel für duktile Stahlrahmen: “Dog Bones”

Die Flansch-Einfräsung stellt sicher, dass sich die plastischen Zonen in den Riegeln nicht in sondern vor der Schweissverbindung zur Stütze ausbilden.



Bild: T. Wenk

Flansch-Einfräsung vor Stützenanschluss im Hochhaus Taipei 101 in Taiwan

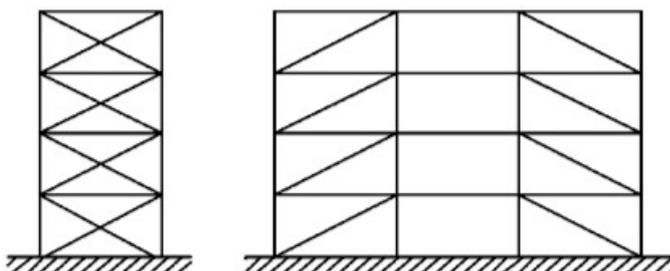


Bild: T. Wenk

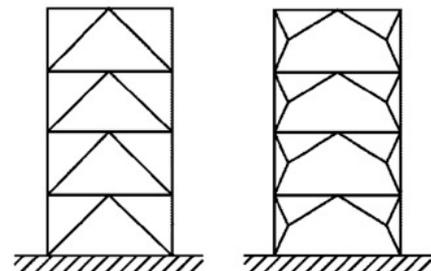
Flansch-Einfräsung vor Stützenanschluss in der Form eines Hundeknochens: “Dog Bone”

Konstruktive Regeln für duktilen Tragwerksverhalten von Stahlverbänden

- Plastische Zonen in den Diagonalen
- Bemessung von Riegeln und Stützen auf Überfestigkeit
- Knickschlankheit der Diagonalen $\lambda_k \leq 2,0$
- Stockwerkmechanismus vermeiden
- Bei Diagonalverbänden wird die Druckdiagonale vernachlässigt.



**Diagonalverbände:
Plastische Zonen in den Zugdiagonalen**

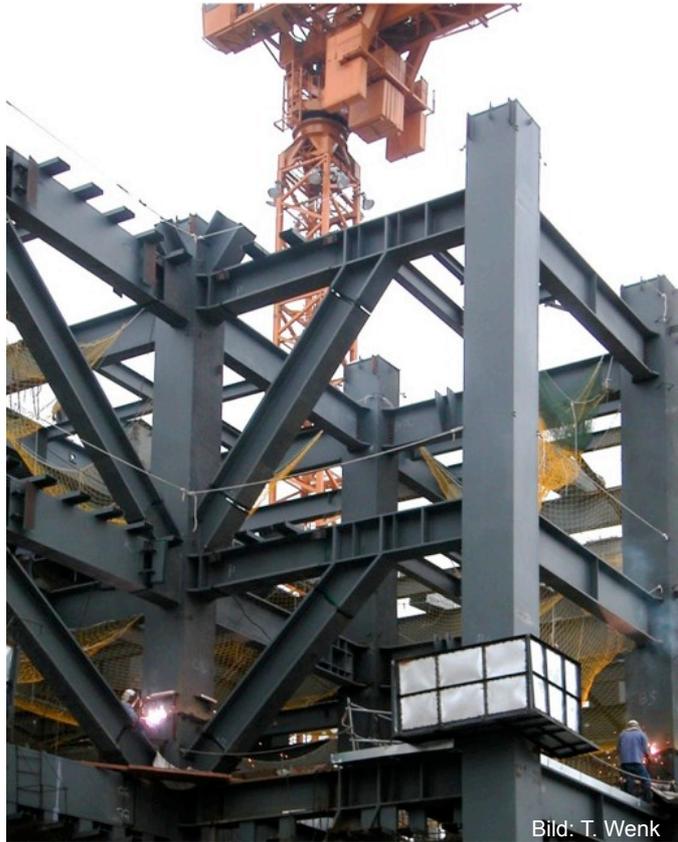


[EN 1998-1 2004]

**V-Verbände:
Plastische Zonen in den Zug-
und Druckdiagonalen**

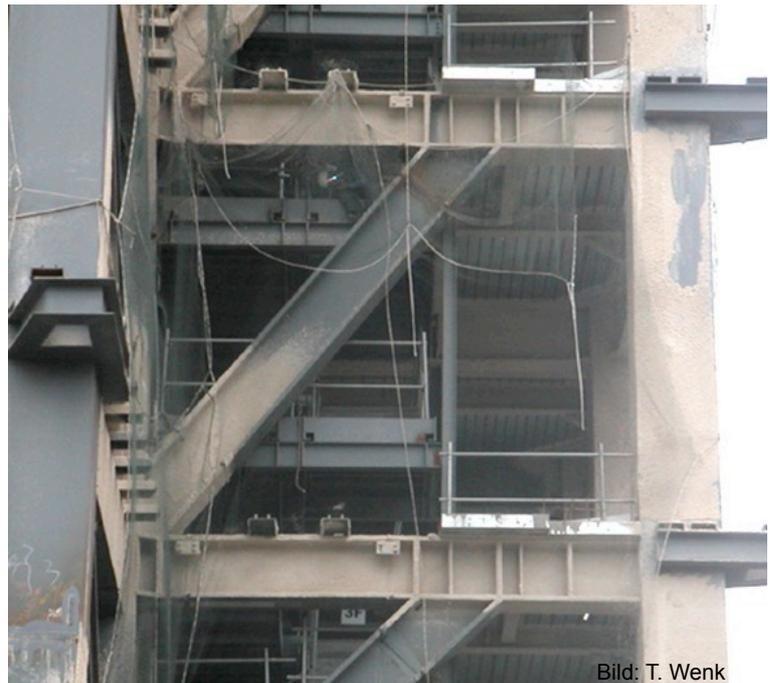
Exzentrische Stahlverbände

- Kombination der positiven Eigenschaften von duktilen Rahmen (hohe Duktilität) und von Verbänden (hoher Tragwiderstand und hohe Steifigkeit).
- Konstruktiv besonders ausgebildete plastische Zone im kurzen Riegelabschnitt: "Shear Link".
- Die Diagonalen übernehmen Zug- und Druckbeanspruchung.



Exzentrische Stahlverbände

- Exzentrische Stahlverbände sind für hohe Seismizität besonders geeignet.
- Sie werden in der Norm SIA 263 nicht behandelt, da für niedrige bis mittlere Seismizität die zentrischen Verbände ausreichen.
- Ausführliche Bemessungsregeln für exzentrische Stahlverbände finden sich im Eurocode 8 Teil 1.



Exzentrische Stahlverbände

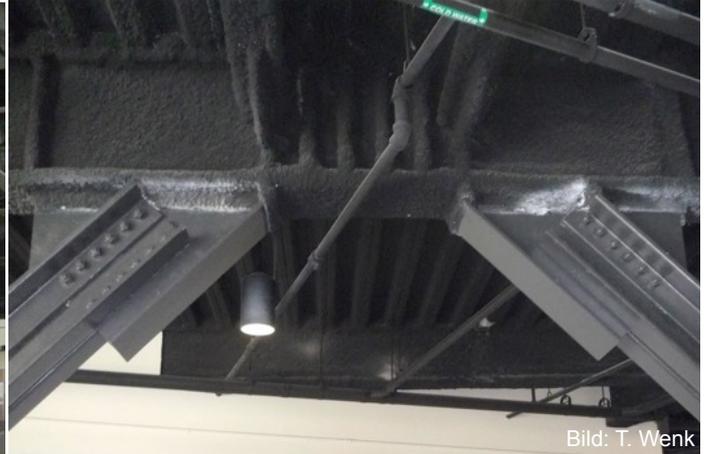


Bild: T. Wenk

- Exzentrischer Stahlverband im EG der Mensa der UCSD in San Diego
- Ein hohes plastisches Verformungsvermögen des "Shear Link" zwischen den beiden Diagonalen wird durch eng bei einander liegende vertikale Steifen sichergestellt.

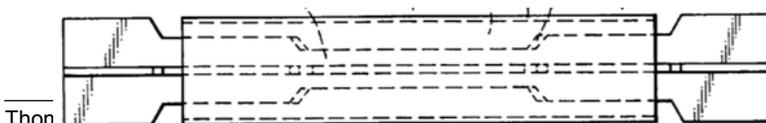
Buckling Restrained Braces BRB

- Die Entwicklung innovativer Tragwerke für hoch seismische Gebiete geht in Richtung auswechselbarer plastischer Zonen.
- Ein interessantes System sind die BRB: Diagonalstäbe aus Stahl, die grosse plastische Zug- und Druckverformungen erfahren können dank einer Hülle als Knickschutz.
- Bemessung mit q -Faktor etwa wie duktile Stahlrahmen.

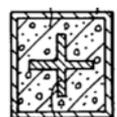
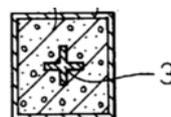


Bild: T. Wenk

Schnitte eines BRB aus US-Patent No.6'826'874 B2 vom 7.12.2004:



Thon



Verhaltensbeiwert bei Stahl-Beton-Verbundbauten

- Erdbebenbestimmungen in SIA 264 Kapitel 4.5:
- Verhaltensbeiwert q ist abhängig von der Tragwerksart und der Querschnittsklasse (QK) gleich wie beim Stahlbau.
- Konventionelle Bemessung für nicht-duktilen Tragwerksverhalten.
- Einfache Regeln der Kapazitätsbemessung für duktilen Tragwerksverhalten.

Tragwerksart	QK 1	QK 2	QK 3	QK 4
nicht-duktilen Tragwerksverhalten (z.B. K-Verbände)	1,5	1,5	1,5	1,5
duktilen Tragwerksverhalten: - Rahmen - Diagonalverbände - V-Verbände	5,0 4,0 2,0	4,0 4,0 2,0	2,0 2,0 2,0	nicht erlaubt

Konstruktive Regeln für duktilen Tragwerksverhalten von Stahl-Beton-Verbundbauten

- Tragfähigkeit der Betonteile vernachlässigt:
 - gleiche Regeln wie beim Stahlbau (SIA 263)
- Tragfähigkeit der Betonteile berücksichtigt:
 - Plastifizierung der Stahlteile vor Druckversagen des Betons sicherstellen
 - Betonteile von Druckgliedern mit Stahl umhüllen oder gemäss SIA 262 für duktilen Verhalten umschnüren
 - Stahlbetonbauteile gemäss SIA 262 für duktilen Tragwerksverhalten auslegen.

Verhaltensbeiwert bei Holzbauten

- Erdbebenbestimmungen in SIA 265 Kapitel 4.6:
- Verhaltensbeiwert q ist abhängig von der Duktilität und der Anordnung der Verbindungsbereiche.
- Einfache Regeln zur Sicherstellung des duktilen Verhaltens der Verbindungsbereiche bei zyklischer Beanspruchung:
 - Auseinanderwandern der Verbindungsteile verhindern
 - Aufspalten im Verbindungsbereich verhindern
 - Übrige Tragwerksteile auf Schnittkräfte infolge Plastifizierung der Verbindungsbereiche bei Überfestigkeit bemessen

Typ	Wirksamkeit, Anzahl und Verteilung der duktilen Verbindungsbereiche	Verhaltensbeiwert
A	keine duktilen Verbindungsbereiche	1,5
B	vereinzelte duktile Verbindungsbereiche	2,0
C	verschiedene, hoch wirksame, duktile Verbindungsbereiche	2,5
D	viele, gleichmässig verteilte, hoch wirksame duktile Verbindungsbereiche	3,0

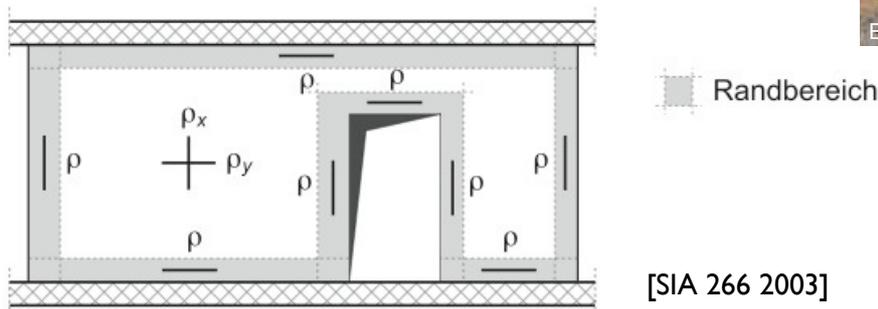
Verhaltensbeiwert bei Mauerwerksbauten

- Erdbebenbestimmungen in der Norm SIA 266 Kapitel 4.7:
- Duktiles Mauerwerk für BWK III in allen Zonen und für BWK II in Z3a und Z3b vorgeschrieben.
- Mindestmasse für Schubwände:
 - $t_w \geq 150 \text{ mm}$
 - $h_w \leq 17 t_w$
- Regeln für den Nachweis der Beanspruchung quer zur Wandebene fehlen in der Norm SIA 266.

Mauerwerksart	Verhaltensbeiwert
im Allgemeinen	1,5
duktiles Mauerwerk	2,5

Konstruktive Regeln für duktilen Mauerwerk

- Erdbebenbestimmungen in SIA 266 Kapitel 4.7:
- Mindestwerte für Festigkeit von Stein und Mörtel
- Stossfugen vollfugig ausführen
- angemessene Verbindung der Wände mit den Decken
- Kreuzweise im Verbund wirkende Bewehrung:
 $\rho_x + \rho_y \geq 0,2 \%$ sowie $\rho_x \geq 0,05 \%$ und $\rho_y \geq 0,05 \%$
im Randbereich parallel zu Wand- und Öffnungsränder: $\rho \geq 0,3 \%$



Literaturverzeichnis

- Bachmann H. (2002a): Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Auflage, Birkhäuser-Verlag.
- Bachmann H. (2002b): Erdbebugerechter Entwurf von Hochbauten - Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden, Richtlinien des Bundesamts für Wasser und Geologie BWG, Biel.
- Brunner R., Jung P., Steiger R., Wenk T., Wirz N. (2010): Erdbebugerechte mehrgeschossige Holzbauten, Technische Dokumentation der Lignum, Zürich, 126 p.
- Beyer K., Wenk T. (2010): „Das Verhalten von Gebäuden mit Stahlbetontragwänden während des Erdbebens Centro-Sur in Chile am 27.2.2010“, Bauingenieur 9/2010.
- EERI (1994): Slides on the January 17, 1994 Northridge Earthquake, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- EN 1998-1 (2004): Eurocode 8: Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, SIA 260.801. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- SIA 261 (2003): Norm SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- SIA 262 (2003): Norm SIA 262: Betonbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Literaturverzeichnis

SIA 263 (2003): Norm SIA 263: Stahlbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 264 (2003): Norm SIA 264: Stahl-Beton-Verbundbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 265 (2003): Norm SIA 265: Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

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

Wenk T., Lacave C., Peter K. (1998): The Adana-Ceyhan Earthquake of June 27, 1998, Report on the Reconnaissance Mission from July 6 - 12, 1998 of the Swiss Society of Earthquake Engineering and Structural Dynamics (SGEB), Zurich, 47 p.

Wenk T., Schwarz, J. (1995): Das grosse Hanshin-Erdbeben vom 17. Januar 1995. Bautechnik 72 (1995) 7, 422–434.

Erdbebensicherung von Bauwerken I

5. Berechnungsverfahren

Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Inhaltsübersicht

- 5.1 Übersicht über Berechnungsverfahren
- 5.2 Tragwerksdynamik
 - 5.2.1 Einmassenschwinger
 - 5.2.2 Mehrmassenschwinger
- 5.3 Ersatzkraftverfahren
- 5.4 Antwortspektrumverfahren
- 5.5 Beispiel eines Zweimassenschwingers

5.1 Übersicht über Berechnungsverfahren

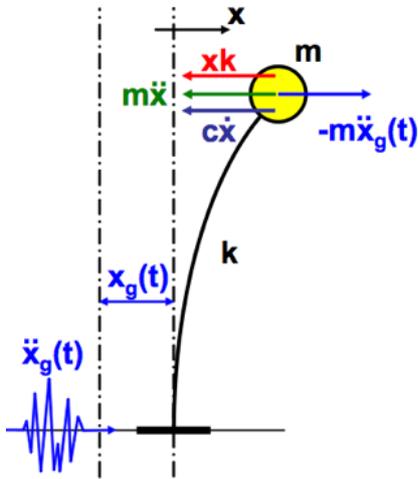
	Ersatzkraftverfahren	Antwortspektrumverfahren	Nicht lineare statische Berechnung	Nicht lineare dynamische Berechnung
Dynamisches Modell	linearer EMS	linearer MMS	nicht linearer EMS	nicht linearer MMS
Geometrisches Modell	2D	2D oder 3D	2D	2D oder 3D
Materialmodell	linear	linear	nicht linear	nicht linear
Dämpfungsmodell	viskos	viskos	viskos	viskos, hysteretisch oder Reibung
Berücksichtigte Eigenformen	Grundform	alle	Grundform	nicht relevant
Berücksichtigung der Torsion	Amplifikationsfaktor	linear	Amplifikationsfaktor	nicht linear
Berücksichtigung von Materialnichtlinearitäten	Verhaltensbeiwert q	Verhaltensbeiwert q	nicht lineares Materialmodell	nicht lineares Materialmodell
Erdbebenanregung	Bemessungsspektrum	Bemessungsspektrum	Bemessungsspektrum	Zeitverlauf

5.1 Übersicht über Berechnungsverfahren (Fortsetzung)

	Ersatzkraftverfahren	Antwortspektrumverfahren	Nicht lineare statische Berechnung	Nicht lineare dynamische Berechnung
Resultatgrößen	Schnittkräfte und Verformungen	Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verformungen
Einsatzbereich	regelmässige Bauwerke	alle Bauwerke	regelmässige Bauwerke	alle Bauwerke
Typische Anwendung	Bemessung, Plausibilitätskontrolle	Bemessung	Überprüfung	Spezialbauwerke, Forschung
Aufwand	niedrig	mittel	hoch	sehr hoch
Behandelt in Vorlesung	Erdbebensicherung von Bauwerken I	Erdbebensicherung von Bauwerken I	Erdbebensicherung von Bauwerken II	Erdbebensicherung von Bauwerken II und Tragwerksdynamik

5.2 Tragwerksdynamik

5.2.1 Einmassenschwinger (EMS)

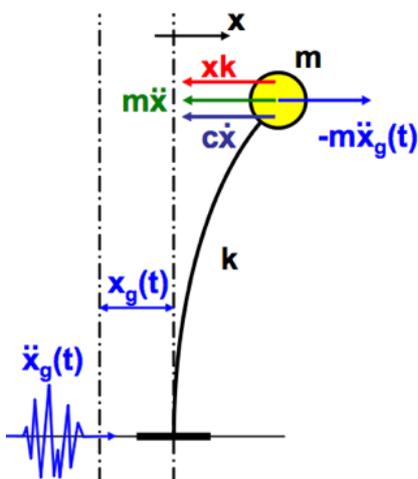


- m Masse
- k Steifigkeit (konstant für lineares Verhalten)
- c Dämpfungskonstante
- x relative Verschiebung bezüglich Fusspunkt
- x_g Bodenverschiebung
- x_a absolute Verschiebung: $x_a = x + x_g$
- \ddot{x}_g Bodenbeschleunigung

[Dazio 2004]

- kx Federkraft (proportional der relativen Verschiebung)
- $c\dot{x}$ Dämpfungskraft (proportional der relativen Geschwindigkeit)
- $m\ddot{x}_g$ Trägheitskraft (proportional der absoluten Beschleunigung)

5.2.1 Einmassenschwinger (EMS)



[Dazio 2004]

Aus der Gleichgewichtsbedingung der am Massenpunkt angreifenden horizontalen Kräfte folgt:

$$m\ddot{x}_a + c\dot{x} + kx = 0$$

Absolute Beschleunigung ersetzen durch:

$$\ddot{x}_a = \ddot{x} + \ddot{x}_g$$

Ergibt eine inhomogene Differentialgleichung 2. Grades, die für die Erdbebenanregung meist numerisch gelöst wird:

$$\underbrace{m\ddot{x} + c\dot{x} + kx}_{\text{Relativgrössen}} = \underbrace{-m\ddot{x}_g(t)}_{\text{Anregungskraft}}$$

5.2.1 Einmassenschwinger (EMS)

Mit der Einführung der Eigenkreisfrequenz und des Dämpfungsmasses anstelle der Masse, der Steifigkeit und der Dämpfungskonstante kann die Bewegungsgleichung weiter umgeformt werden:

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

mit:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Eigenkreisfrequenz}$$

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}} = \frac{c}{2\omega m} \quad \text{Dämpfungsmass}$$

Für weiterführende Literatur siehe Vorlesung *Tragwerksdynamik* [Weber 2002]

5.2.2 Mehrmassenschwinger (MMS)

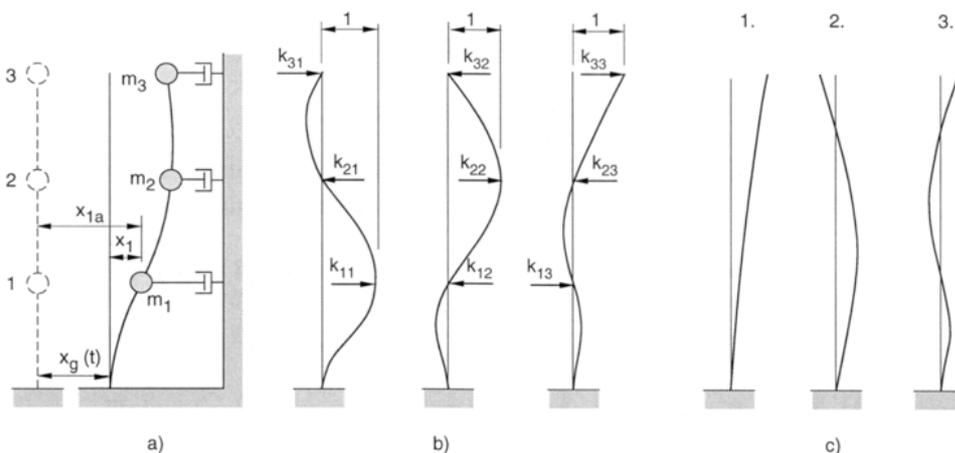


Bild 5.3 in
[Bachmann 2002]

k_{11} : Kraft in 1 wenn in 1 eine Einheitsverschiebung $x_1 = 1$ erzeugt wird

↑
Ort Ursache

k_{12} : Kraft in 1 wenn in 2 eine Einheitsverschiebung $x_2 = 1$ erzeugt wird

k_{13} : Kraft in 1 wenn in 3 eine Einheitsverschiebung $x_3 = 1$ erzeugt wird

5.2.2 Mehrmassenschwinger (MMS)

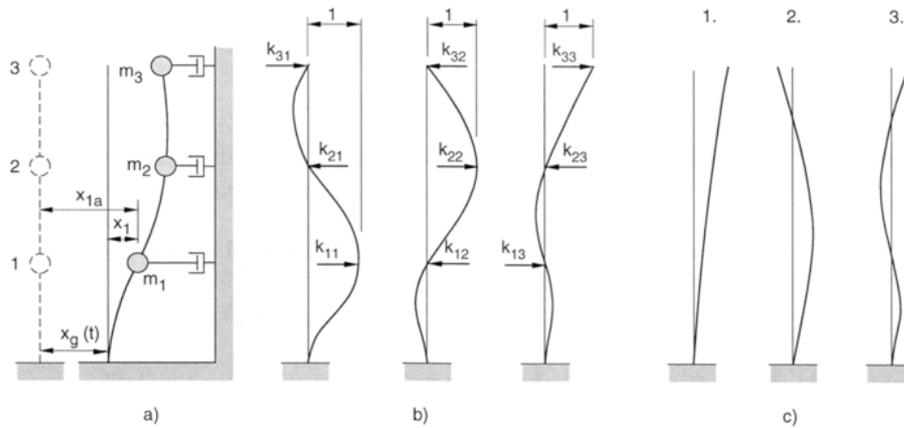


Bild 5.3 in
[Bachmann 2002]

Gleichgewichtsbedingung der am Massenpunkt m_1 angreifenden horizontalen Kräfte folgt:

Federkraft am Knoten 1:

$$k_{11}x_1 + k_{12}x_2 + k_{13}x_3$$

Dämpfungskraft am Knoten 1:

$$c_{11}\dot{x}_1 + c_{12}\dot{x}_2 + c_{13}\dot{x}_3$$

Trägheitskraft am Knoten 1:

$$m_1\ddot{x}_{1a} = m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g)$$

5.2.2 Mehrmassenschwinger (MMS)

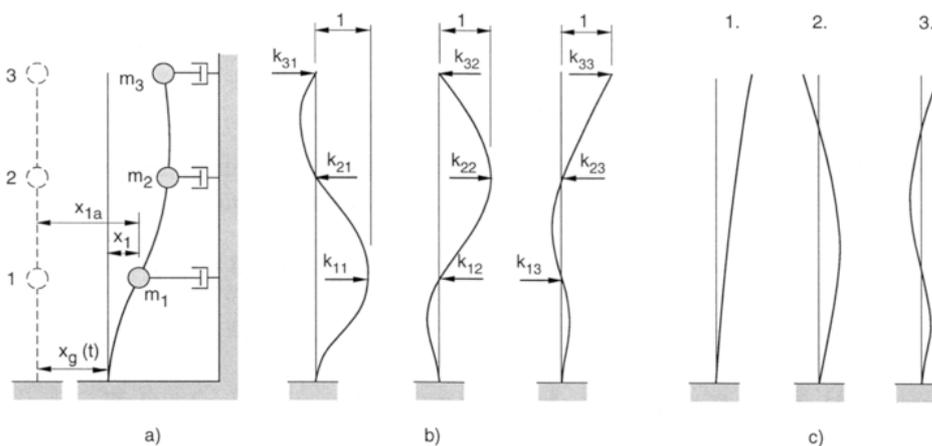


Bild 5.3 in
[Bachmann 2002]

Gleichgewichtsbedingung an den Knoten 1 bis 3 ergibt das folgende System von Bewegungsdifferentialgleichungen:

$$m_1\ddot{x}_1 + c_{11}\dot{x}_1 + c_{12}\dot{x}_2 + c_{13}\dot{x}_3 + k_{11}x_1 + k_{12}x_2 + k_{13}x_3 = -m_1\ddot{x}_g(t)$$

$$m_2\ddot{x}_2 + c_{21}\dot{x}_1 + c_{22}\dot{x}_2 + c_{23}\dot{x}_3 + k_{21}x_1 + k_{22}x_2 + k_{23}x_3 = -m_2\ddot{x}_g(t)$$

$$m_3\ddot{x}_3 + c_{31}\dot{x}_1 + c_{32}\dot{x}_2 + c_{33}\dot{x}_3 + k_{31}x_1 + k_{32}x_2 + k_{33}x_3 = -m_3\ddot{x}_g(t)$$

5.2.2 Mehrmassenschwinger (MMS)

Die Bewegungsgleichung eines MMS unter Fusspunktanregung kann in Matrix-Schreibweise vereinfacht etwa gleich wie beim EMS dargestellt werden:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{x}_g$$

mit:

- M** Massenmatrix (diagonal)
- K** Steifigkeitsmatrix (symmetrisch and positiv definit)
- C** Dämpfungsmatrix (bei klassischer Dämpfung: C ist eine Linearkombination von M und K)
- $\ddot{x}_g(t)$ Bodenbeschleunigung
- 1** Vektor der Starrkörperverschiebungen infolge einer Fusspunktverschiebung $x_g = 1$ in Richtung der Anregung

$$\mathbf{1} = \begin{bmatrix} 1 \\ \dots \\ 1 \end{bmatrix}$$

5.2.2 Mehrmassenschwinger (MMS)

Im Falle von klassischer Dämpfung kann die Bewegungsgleichung des MMS in ein System von N entkoppelten Gleichungen in modalen Koordinaten q_n umgeformt werden, wobei N gleich der Anzahl der Eigenformen ist:

$$m_n^* \ddot{q}_n + c_n^* \dot{q}_n + k_n^* q_n = -\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{1} \ddot{x}_g$$

oder:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n^* \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\frac{\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n} \ddot{x}_g$$

Die modalen Koordinaten q_n sind durch folgende Koordinatentransformation definiert:

$$\mathbf{x}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t)$$

ϕ_n : n-ter Eigenvektor des MMS

$q_n(t)$: n-te modale Koordinate des MMS

5.2.2 Mehrmassenschwinger (MMS)

Bei der Koordinatentransformation in modale Koordinaten ergeben sich weitere Grössen:

Die modale Masse m_n^* die modale Steifigkeit k_n^* der n-ten Eigenform sind wie folgt definiert:

$$m_n^* = \phi_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \phi_n \quad , \quad k_n^* = \phi_n^T \cdot \mathbf{K} \cdot \phi_n = \omega_n^2 \cdot m_n^*$$

ω_n : n-te modale Kreisfrequenz des MMS

Der modale Partizipationsfaktor Γ_n ist ein Mass für den Beitrag der n-ten Eigenform an die Gesamtantwort:

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n}$$

5.2.2 Mehrmassenschwinger (MMS)

Modale Masse und effektive modale Masse

Die „effektive modale Masse“ der n-ten Eigenform beträgt:

$$m_{n, \text{eff}}^* = \Gamma_n^2 \cdot m_n^*$$

Im Gegensatz zur modalen Masse m_n^* ist die effektive modale Masse $m_{n, \text{eff}}^*$ unabhängig von der Normierung der Eigenvektoren. Es gilt die folgende Beziehung:

$$\sum_{n=1}^N m_{n, \text{eff}}^* = \sum_{n=1}^N m_n^* = m_{\text{tot}}$$

wobei m_{tot} die totale Masse des betrachteten Systems ist.

5.3 Ersatzkraftverfahren

- Einfaches statisches Berechnungsverfahren, das in praktisch allen Erdbeben-normen weltweit verwendet wird.
- Die dynamische Erdbebeneinwirkung wird durch statische Ersatzkräfte ersetzt.
- Anwendbarkeit ist beschränkt auf Tragwerke, die sich durch zwei ebene Tragwerksmodelle darstellen lassen und bei denen höhere Eigenschwingungs-formen vernachlässigt werden können.
- Dies ist der Fall wenn:
 - Die Kriterien für die Regelmässigkeit im Aufriss und im Grundriss sind erfüllt (SIA 261 Ziffer 16.5.1).
 - Die Grundschwingzeiten in den beiden Hauptrichtungen kleiner als 2 s sind (SIA 261 Ziffer 16.5.2).
- Die Grundschwingzeiten können mit Schätzformeln oder besser anhand eines Tragwerksmodells ermittelt werden (siehe Kap. 6).
- Die Berücksichtigung der Torsionswirkung erfolgt approximativ (siehe Kap. 6).
- Die Berücksichtigung von Materialnichtlinearitäten erfolgt ebenfalls approximativ über inelastische Antwortspektren. Diese werden in der Norm SIA 261 Bemessungsspektren genannt.
- Das Ersatzkraftverfahren ist das einzige Erdbebenberechnungsverfahren, das von Hand durchgeführt werden kann. Es dient als Plausibilitätskontrolle von aufwendigeren Computerberechnungen.

5.3 Ersatzkraftverfahren Berechnung der Ersatzkraft

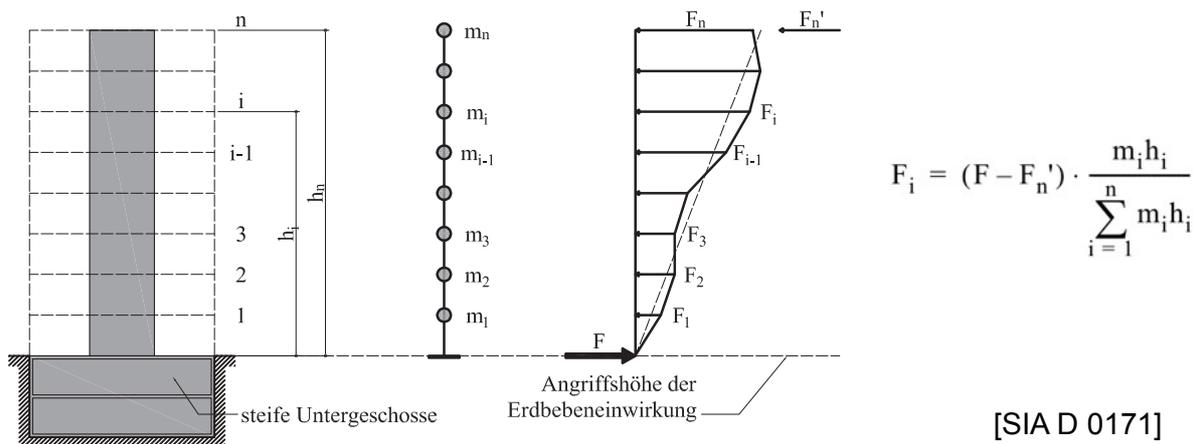
Die totale horizontale Ersatzkraft F wird wie folgt berechnet:

$$F = \lambda \cdot m \cdot S_a(T_1, \zeta, q, \gamma_f)$$

- m totale Masse des Gebäudes und der quasi-ständigen Nutzlasten (Reduktionsfaktor ψ_2 bei Nutzlasten).
- S_a Spektralwert der Beschleunigung aus dem Bemessungsspektrum bei der Grundschwingzeit in der betrachteten Hauptrichtung im Grundriss des Gebäudes. In der Norm SIA 261 wird dafür die Bezeichnung S_d verwendet (d für design). S_d ist auf die Erdbeschleunigung normiert.
- ζ Das viskose Dämpfungsmaß wird in der Regel zu $\zeta = 5\%$ angenommen.
- q Der Verhaltensbeiwert berücksichtigt das plastische Verformungsvermögen und die Überfestigkeit.
- γ_f Bedeutungsfaktor in Funktion der Bauwerksklasse
- λ Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Unterschieds zwischen effektiver modaler Masse in der Grundschwingform und der totalen Masse. Im Eurocode 8 ist $\lambda = 1,0$ bis zu zwei Geschossen und $\lambda = 0,85$ bei mehr als zwei Geschossen (EN 1998-1 Ziffer 4.3.3.2.2). In der Norm SIA 261 wird dieser Korrekturfaktor zur Vereinfachung weggelassen, d.h. $\lambda = 1,0$ ist unabhängig von der Geschosszahl.

5.3 Ersatzkraftverfahren

Verteilung der Ersatzkraft über die Gebäudehöhe



F totale horizontale Ersatzkraft

F_i horizontale Ersatzkraft im Geschoss i

F_n' Einzelkraft auf Höhe des obersten Geschosses zur Vergrößerung der Querkraft in den oberen Geschossen (Einfluss der höheren Eigenschwingungsformen). In der Norm SIA 261 und im Eurocode 8 ist $F_n' = 0$.

m_i totale Masse des Geschosses i .

h_i Höhe der Masse m_i über der Angriffshöhe der Erdbebeneinwirkung.

5.4 Antwortspektrumverfahren

- Lineares dynamisches Berechnungsverfahren ausgerichtet auf die Bestimmung der Maximalantworten eines Tragwerks infolge einer Anregung in der Form eines Antwortspektrums.
- Für alle Tragwerke geeignet, d.h. auch wenn die Regularitätskriterien nicht erfüllt sind, da höhere Eigenschwingungsformen berücksichtigt werden.
- Für 2D- oder 3D-Tragwerksmodelle geeignet.
- Die Torsionswirkung kann bei 3D-Tragwerksmodellen exakt und bei 2D-Tragwerksmodellen approximativ berücksichtigt werden (siehe Kap. 6).
- Die Berücksichtigung von Materialnichtlinearitäten erfolgt approximativ über inelastische Antwortspektren gleich wie beim Ersatzkraftverfahren. Diese werden in der Norm SIA 261 Bemessungsspektren genannt.
- Die Berechnung erfolgt meist mit einem Computerprogramm. Bei wenigen Freiheitsgraden kann die Berechnung auch von Hand erfolgen, siehe das Beispiel eines Zweimassenschwingers in Kap. 5.5.

5.4 Antwortspektrumverfahren

Schritte der Berechnung

- Tragwerk als Mehrmassenschwinger (MMS) modellieren.
- Steifigkeitsmatrix \mathbf{K} , Massenmatrix \mathbf{M} und modales Dämpfungsmass ζ_n^* bestimmen.
- Koordinatentransformation in modale Koordinaten.
- Modalanalyse des MMS:
Eigenkreisfrequenzen, Eigenvektoren, modale Steifigkeitsmatrix, modale Massenmatrix, Partizipationsfaktoren berechnen.
- Maximalantwort jeder Eigenschwingungsform berechnen:
 - Die Spektralwerte der Verschiebung $S_d(T_n, \zeta_n^*, q, \gamma_f)$ und der Beschleunigung $S_a(T_n, \zeta_n^*, q, \gamma_f)$ werden im Antwortspektrum der Anregung abgelesen.
 - modale Maximalwerte der Verschiebung: $x_{n,\max} = \phi_n \cdot \Gamma_n \cdot S_d(T_n, \zeta_n^*, q, \gamma_f)$
 - modale Maximalwerte der Schnittkräfte: $F_{n,\max} = \Gamma_n \mathbf{M} \phi_n \cdot S_a(T_n, \zeta_n^*, q, \gamma_f)$
- Zur Bestimmung der Maximalantwort des Gesamtsystems werden die Maximalantworten der einzelnen Eigenschwingungsformen mit einer geeigneten Regel (ABSSUM, SRSS, CQC) überlagert.

5.4 Antwortspektrumverfahren

Überlagerungsregeln

- Zur Bestimmung der Maximalantwort des Gesamtsystems werden verschiedene Überlagerungsregeln verwendet. Eine exakte Berechnung der Maximalantwort ist mit dem Antwortspektrumverfahren nicht möglich, da der Zeitpunkt des Auftretens der Maximalwerte der einzelnen Eigenschwingungsformen nicht bekannt ist.
- Eine einfache Überlagerungsregel besteht darin, die Summe der absoluten Beträge der Maximalwerte der einzelnen Eigenschwingungsformen zu bilden (ABSSUM: Absolute Sum).
- ABSSUM ist ein oberer Grenzwert für die Maximalantwort des Gesamtsystems. Da die Maximalwerte der einzelnen Eigenschwingungsformen in der Regel nicht gleichzeitig auftreten, ist ABSSUM meist zu konservativ.
- Als Standard-Überlagerungsregel in den Normen, darunter SIA 261 und Eurocode 8, hat sich die Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate (SRSS: Square Root of the Sum of the Squares) herausgebildet:

$$x_{i, \max} \approx \sqrt{\sum_{n=1}^N (\phi_{in} \cdot q_{n, \max})^2}$$

- Bei Systemen mit nahe zusammenliegenden Eigenfrequenzen kann die Maximalantwort mit SRSS unterschätzt werden. Als raffinierte Überlagerungsregel für solche Fälle wird meist die Methode der vollständigen quadratischen Kombination (CQC: Complete Quadratic Combination) verwendet. Weitere Informationen dazu in Kap. 13.7 bei [Chopra 2007].

5.4 Antwortspektrumverfahren

Zu berücksichtigende Eigenschwingungsformen

- Grundsätzlich sind alle Eigenschwingungsformen zur Berechnung der Gesamtantwort eines Tragwerks zu berücksichtigen. Bei Tragwerksmodellen mit sehr vielen Freiheitsgraden können höhere Eigenschwingungsformen über einem gewissen Schwellenwert vernachlässigt werden.
- Gemäss Eurocode 8 müssen alle Eigenschwingungsformen, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen, berücksichtigt werden, wobei es genügt, wenn die Summe der effektiven modalen Massen $m_{n,eff}^*$ mindestens 90% der Gesamtmasse m_{tot} erreicht oder alle Eigenschwingungsformen mit $m_{n,eff}^* > 0,05 m_{tot}$ berücksichtigt werden. Bei räumlichen Modellen gelten diese Bedingungen für jede Hauptrichtung.
- In der Ziffer 16.5.3.5 der Norm SIA 261 wurde die Eurocode 8 - Bestimmung übernommen, dass die Summe der effektiven modalen Massen $m_{n,eff}^*$ mindestens 90% der Gesamtmasse m_{tot} erreichen soll.
- Um die gleiche Genauigkeit der Gesamtantwort zu erreichen, sind je nach Antwortgrösse mehr oder weniger Eigenschwingungsformen erforderlich. Verschiebungen erfordern meist weniger Eigenschwingungsformen als Kräfte insbesondere Querkräfte.
- Die horizontalen Verschiebungen eines regelmässigen Gebäudes können aufgrund der Grundform allein recht gut bestimmt werden. Für die Bestimmung der Schnittkräfte sind meist auch höhere Eigenschwingungsformen erforderlich.

Literaturverzeichnis

Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Auflage, Birkhäuser Verlag.

Chopra A.K. (2007): Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd Edition, Prentice Hall,.

Dazio A. (2004): Antwortspektren, in: Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen, Tagungsband des SGEB-Fortbildungskurs vom 7. Okt. 2004, Zürich.

Dazio A. (2008): Erdbebengefährdung und erdbebengerechter Entwurf von Neubauten, in: Erdbebensicherheit von Gebäuden – Rechts- und Haftungsfragen, Dokumentation SIA D 0227, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Dazio A. (2009): Folienkopien der Vorlesung Erdbebensicherung von Bauwerken I im Studiengang Master Bauingenieurwesen, ETH Zürich.

EN 1998-1 (2004): Eurocode 8: Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, SIA 260.801. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

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

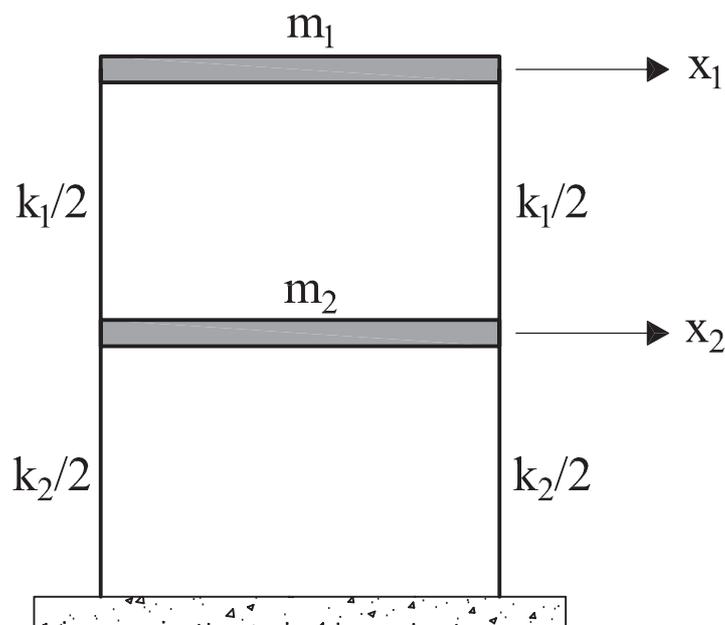
SIA D 0171 (2002): Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden, Dokumentation, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Weber B. (2002): Vorlesung Tragwerksdynamik, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 170 p.

Wenk T. (2004): Einführung in die Erdbebenbemessung mit den neuen Tragwerksnormen, in: Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen, Tagungsband des SGEB-Fortbildungskurs vom 7. Okt. 2004, Zürich.

5.5 Beispiel eines Zweimassenschwingers

1 Dynamische Eigenschaften



- Freiheitsgrade
Horizontale Verschiebungen x_1 und x_2 auf Höhe der Massen m_1 und m_2
- Masse
Die beiden Stockwerkmassen betragen je eins $m_1 = m_2 = 1$

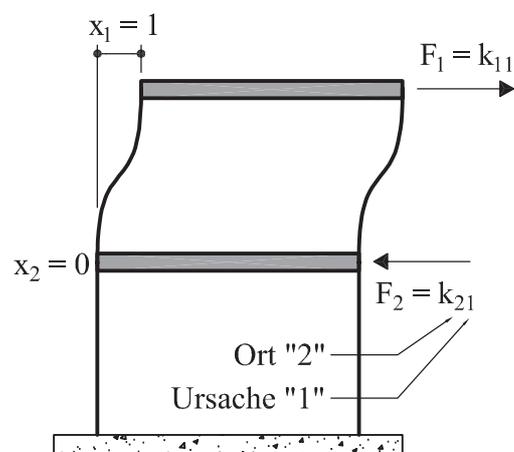
$$\text{Massenmatrix } \mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

- Steifigkeit

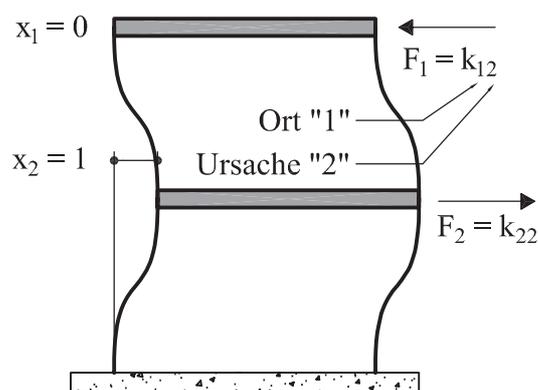
Die horizontale Steifigkeit pro Stockwerk beträgt $k = 1$

$$\text{Steifigkeitsmatrix } \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix}$$

1. Einheitsverschiebung $x_1 = 1$



2. Einheitsverschiebung $x_2 = 1$



- Dämpfung

Die Dämpfung wird als vernachlässigbar klein angenommen.

$$\text{Dämpfungsmatrix } \mathbf{C} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

2 Eigenschwingungen

2.1 Eigenwertgleichung

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \cdot \begin{bmatrix} \varphi_1 \\ \varphi_2 \end{bmatrix} = 0$$

Gesucht sind die von null verschiedenen Eigenvektoren $\begin{bmatrix} \varphi_1 \\ \varphi_2 \end{bmatrix}$

Dazu muss die Determinante gleich null sein:

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0$$

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = \det \begin{bmatrix} 1 - \omega^2 & -1 \\ -1 & 2 - \omega^2 \end{bmatrix} = 0$$

Man erhält eine quadratische Gleichung in ω^2 :

$$(1 - \omega^2) \cdot (2 - \omega^2) - (-1) \cdot (-1) = 2 - 3\omega^2 + \omega^4 - 1 = 0$$

oder

$$\omega^4 - 3\omega^2 + 1 = 0$$

Die beiden Lösungen ergeben die Eigenwerte :

$$\omega^2 = \frac{3 \mp \sqrt{9 - 4}}{2} = \frac{3 \mp \sqrt{5}}{2}$$

2.2 Eigenvektoren und Eigenfrequenzen

Zu jedem der beiden Eigenwerte ω^2 lässt sich ein Eigenvektor und eine Eigenkreisfrequenz bestimmen.

2.2.1 Grundschwingungsform

Mit dem kleineren Eigenwert $\omega_1^2 = \frac{3 - \sqrt{5}}{2}$ erhält man die

$$1. \text{ Eigenkreisfrequenz } \omega_1 = \sqrt{\frac{3 - \sqrt{5}}{2}} = 0,62$$

Indem man den Eigenwert ω^2 in das Gleichungssystem

$$(\mathbf{K} - \omega_1^2 \mathbf{M}) \cdot \begin{bmatrix} \varphi_1 \\ \varphi_2 \end{bmatrix} = 0$$

einsetzt, erhält man zwei voneinander abhängige Gleichungen, mit denen die Form des 1. Eigenvektors $\begin{bmatrix} \varphi_{11} \\ \varphi_{21} \end{bmatrix}$ bestimmt werden kann:

$$\begin{bmatrix} 1 - \frac{3 - \sqrt{5}}{2} & -1 \\ -1 & 2 - \frac{3 - \sqrt{5}}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varphi_{11} \\ \varphi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Die 1. Zeile ergibt die Gleichung:

$$\frac{2-(3-\sqrt{5})}{2}\varphi_{11} - 1\varphi_{21} = 0$$

Wird ferner die grössere Koordinate des Eigenvektors auf eins normiert $\varphi_{11} = 1$, so erhält man für φ_{21} :

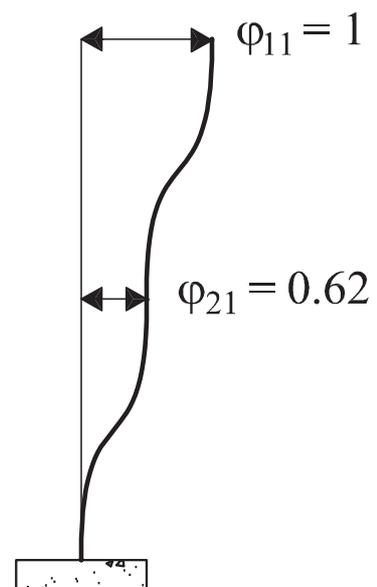
$$\frac{2-(3-\sqrt{5})}{2} - \varphi_{21} = 0$$

oder

$$\varphi_{21} = \frac{\sqrt{5}-1}{2} = 0,62$$

Der 1. Eigenvektor wird zu:

$$\begin{bmatrix} \varphi_{11} \\ \varphi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ \frac{\sqrt{5}-1}{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,62 \end{bmatrix}$$



2.2.2 Höhere Schwingungsform

Mit dem grösseren Eigenwert $\omega_2^2 = \frac{3 + \sqrt{5}}{2}$ erhält man die

$$2. \text{ Eigenkreisfrequenz } \omega_2 = \sqrt{\frac{3 + \sqrt{5}}{2}} = 1,62$$

Analog zur Grundschiebungsform erhält man durch Einsetzen des Eigenwerts ω_2^2 in das Gleichungssystem den 2. Eigenvektor:

$$\begin{bmatrix} 1 - \frac{3 + \sqrt{5}}{2} & -1 \\ -1 & 2 - \frac{3 + \sqrt{5}}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varphi_{12} \\ \varphi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Die 1. Zeile ergibt die Gleichung:

$$\frac{2 - (3 + \sqrt{5})}{2} \varphi_{12} - 1 \varphi_{22} = 0$$

Wird ferner die grössere Koordinate des Eigenvektors auf eins normiert $\varphi_{22} = 1$, so erhält man für φ_{12} :

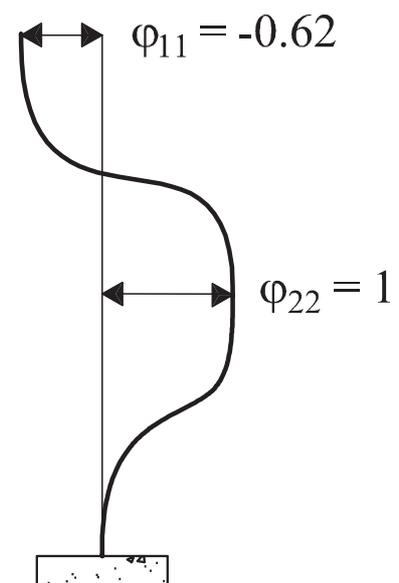
$$\frac{2-(3+\sqrt{5})}{2}\varphi_{12} - 1 = 0$$

oder

$$\varphi_{12} = \frac{-2}{1+\sqrt{5}} = \frac{1-\sqrt{5}}{2} = -0,62$$

Der 2. Eigenvektor wird zu:

$$\begin{bmatrix} \varphi_{12} \\ \varphi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1-\sqrt{5}}{2} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,62 \\ 1 \end{bmatrix}$$



2.3 Orthogonalitätsrelationen

Im Folgenden werden die Orthogonalitätsrelationen überprüft.

Dazu wird die Matrix der Eigenvektoren benötigt:

$$\Phi = \begin{bmatrix} \varphi_{11} & \varphi_{12} \\ \varphi_{21} & \varphi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ \frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix}$$

2.3.1 Orthogonalität bezüglich Massenmatrix

Die verallgemeinerte Massenmatrix \mathbf{M}^* ist diagonal:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M}^* &= \Phi^T \mathbf{M} \Phi = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ -\frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ \frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix} = \\
 &= \begin{bmatrix} 1 & \frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ -\frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ \frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 + \left(\frac{\sqrt{5}-1}{2}\right)^2 & 0 \\ 0 & 1 + \left(\frac{\sqrt{5}-1}{2}\right)^2 \end{bmatrix} = \\
 &= \begin{bmatrix} 1,38 & 0 \\ 0 & 1,38 \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

d.h. \mathbf{M}^* ist diagonal.

2.3.2 Orthogonalität bezüglich Steifigkeitsmatrix

Die verallgemeinerte Steifigkeitsmatrix \mathbf{K}^* ist diagonal:

$$\begin{aligned} \mathbf{K}^* &= \Phi^T \mathbf{K} \Phi = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ -\frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ \frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix} = \\ & \begin{bmatrix} 1 - \frac{\sqrt{5}-1}{2} & -1 + (\sqrt{5}-1) \\ -\frac{\sqrt{5}-1}{2} - 1 & \frac{\sqrt{5}-1}{2} + 2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ \frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix} = \\ & = \begin{bmatrix} 1 - (\sqrt{5}-1) + 2\left(\frac{\sqrt{5}-1}{2}\right)^2 & \frac{\sqrt{5}-1}{2} + \left(\frac{\sqrt{5}-1}{2}\right)^2 - 1 \\ \frac{\sqrt{5}-1}{2} + \left(\frac{\sqrt{5}-1}{2}\right)^2 - 1 & 2 + (\sqrt{5}-1) + \left(\frac{\sqrt{5}-1}{2}\right)^2 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

Berechnung der einzelnen Glieder von \mathbf{K}^* :

$$k^*_{11} = 1 - (\sqrt{5}-1) + 2\left(\frac{\sqrt{5}-1}{2}\right)^2 = -\sqrt{5} + \frac{5-2\sqrt{5}+1}{2} = 0,528$$

$$k^*_{12} = \frac{\sqrt{5}-1}{2} + \left(\frac{\sqrt{5}-1}{2}\right)^2 - 1 = \frac{2\sqrt{5}-2+5-2\sqrt{5}+1-4}{4} = 0$$

$$k^*_{21} = k^*_{12} = 0$$

$$k^*_{22} = 2 + (\sqrt{5} - 1) + \left(\frac{\sqrt{5} - 1}{2}\right)^2 = 1 + \sqrt{5} + \frac{5 - 2\sqrt{5} + 1}{4} = 3,618$$

$$\mathbf{K}^* = \begin{bmatrix} 0,528 & 0 \\ 0 & 3,618 \end{bmatrix}$$

d.h. die Matrix \mathbf{K}^* ist diagonal.

3 Bewegungsdifferentialgleichung in modalen Koordinaten

Gleichung 5.43 ohne Dämpfung ($\mathbf{C}^* = 0$):

$$\mathbf{M}^* \cdot \ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{K}^* \cdot \mathbf{y} = -\mathbf{r} \cdot \ddot{\mathbf{x}}_g(t)$$

mit $\mathbf{y} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix}$ Vektor der modalen Koordinaten

und $\mathbf{r} = \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \end{bmatrix}$ Vektor der Partizipationsfaktoren

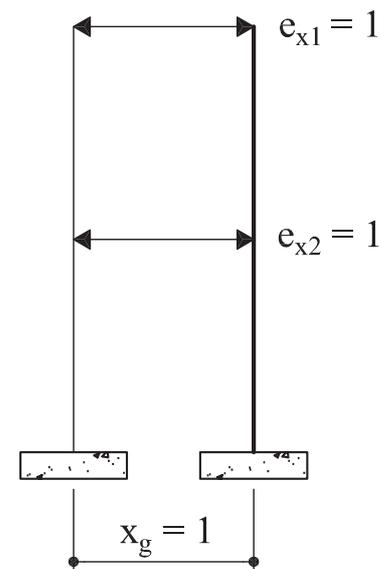
Berechnung des Vektors der Partizipationsfaktoren:

$$\mathbf{r} = \boldsymbol{\phi}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{e}_x = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ -\frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,62 \\ 0,382 \end{bmatrix}$$

\mathbf{e}_x ist der Vektor der Starrkörperverschiebungen infolge einer Fusspunktverschiebung $x_g = 1$ in Richtung der Anregung.

$$\mathbf{e}_x = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Eingesetzt in die Bewegungsdifferentialgleichung in modalen Koordinaten:



$$\mathbf{M}^* \cdot \ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{K}^* \cdot \mathbf{y} = -\mathbf{r} \cdot \ddot{x}_g(t)$$

erhält man:

$$\begin{bmatrix} 1,38 & 0 \\ 0 & 1,38 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0,528 & 0 \\ 0 & 3,618 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} 1,62 \\ 0,382 \end{bmatrix} \cdot \ddot{x}_g(t)$$

Zur Kontrolle können die Eigenkreisfrequenzen in modalen Koordinaten berechnet und mit den Resultaten im Abschnitt 2 verglichen werden:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k_{11}^*}{m_{11}^*}} = \sqrt{\frac{0,528}{1,38}} = 0,62 \text{ Gleich wie unter 2.2.1}$$

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{k_{22}^*}{m_{22}^*}} = \sqrt{\frac{3,618}{1,38}} = 1,62 \text{ Gleich wie unter 2.2.2}$$

Berechnung weiterer modaler Grössen

Als modaler Partizipationsfaktor l_k wird die folgende Grösse bezeichnet:

$$l_k = \frac{r_k}{m_k^*}$$

Eingesetzt erhält man für l_1 und l_2 :

$$l_1 = \frac{r_1}{m_1^*} = \frac{1,62}{1,38} = 1,17$$

$$l_2 = \frac{r_2}{m_2^*} = \frac{0,382}{1,38} = 0,28$$

Die modale Masse (modal effective mass) ist wie folgt definiert

$$m_{k, \text{eff}} = l_k^2 \cdot m_k^*$$

Eingesetzt erhält man für $m_{1, \text{eff}}$ und $m_{2, \text{eff}}$:

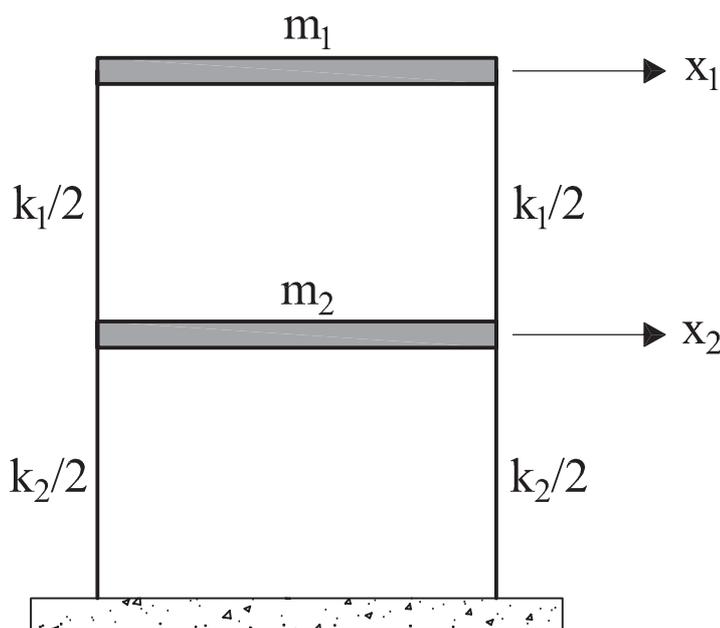
$$m_{1, \text{eff}} = l_1^2 \cdot m_1^* = 1,17^2 \cdot 1,38 = 1,90$$

$$m_{2, \text{eff}} = l_2^2 \cdot m_2^* = 0,28^2 \cdot 1,38 = 0,106$$

4 Antwortspektrenverfahren

Zur Erläuterung des Antwortspektrenverfahrens erhält der Zweimassenschwinger konkrete Massen und Steifigkeiten. Ferner wird angenommen, dass der Zweimassenschwinger entsprechend dem elastischen Antwortspektrum des "El Centro" Erdbebens angeregt wird.

4.1 Modellbildung



Wie im Abschnitt 1, jedoch werden hier die Massen und Steifigkeiten neu festgelegt:

$$m_1 = m_2 = 1 \text{ kg}$$

Die Massenmatrix wird dann:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \text{ kg}$$

Die Federsteifigkeit wird zu $k_1 = k_2 = k = 100 \text{ N/m}$ angenommen. Für die weiteren Berechnungen wird die Steifigkeit mit Hilfe der Definition des Newtons ($1 \text{ N} = 1 \text{ kgm/s}^2$) in die Einheiten kg , m und s umgerechnet:

$$k = 100 \text{ N/m} = 100 \text{ kgm/s}^2\text{m}^{-1} = 100 \text{ kg/s}^2$$

Und die Steifigkeitsmatrix wird zu:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 100 & -100 \\ -100 & 200 \end{bmatrix} \text{kg/s}^2$$

4.2 Eigenvektoren und Eigenfrequenzen

Die Resultate für Einheitsmassen und Einheitssteifigkeiten in den Abschnitten 2.2.1 und 2.2.2 sind für die hier festgelegten Massen und Steifigkeiten mit dem Faktor

$$\sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{100\text{kg/s}^2}{1\text{kg}}} = \sqrt{100}\text{s}^{-1}$$

zu multiplizieren.

1. Grundswingungsform

$$\text{Eigenkreisfrequenz: } \omega_1 = 0,62 \cdot \sqrt{100\text{s}^{-1}} = 6,2 \text{ Hz}$$

$$\text{Eigenperiode: } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{6,2 \text{ Hz}} = 1,02 \text{ s}$$

2. Höhere Eigenschwingungsform

$$\text{Eigenkreisfrequenz: } \omega_2 = 1,62 \cdot \sqrt{100\text{s}^{-1}} = 16,2 \text{ Hz}$$

$$\text{Eigenperiode: } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2\pi}{16,2 \text{ Hz}} = 0,39 \text{ s}$$

Bei den Eigenvektoren ändert sich nichts, da es sich dabei um dimensionslose Größen handelt:

$$\Phi = \begin{bmatrix} \varphi_{11} & \varphi_{12} \\ \varphi_{21} & \varphi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{\sqrt{5}-1}{2} \\ \frac{\sqrt{5}-1}{2} & 1 \end{bmatrix}$$

4.3 Zerlegung nach Eigenschwingungsformen

Bewegungsdifferentialgleichung in x_1 - x_2 -Koordinaten
(ohne Dämpfung):

$$\mathbf{M} \cdot \mathbf{x} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{x} = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{e}_x \cdot \ddot{x}_g(t)$$

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \text{kg} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 100 & -100 \\ -100 & 200 \end{bmatrix} \text{kg/s}^2 \cdot \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \text{kg} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \ddot{x}_g(t)$$

Variablentransformation in modale Koordinaten y_1 und y_2 :

$$\mathbf{x} = \mathbf{\Phi} \cdot \mathbf{y}$$

mit $\mathbf{\Phi}$: Matriz der Eigenvektoren (siehe Abschnitt 2.3)

Bewegungsdifferentialgleichung in modalen Koordinaten
(ohne Dämpfung):

$$\mathbf{M}^* \cdot \ddot{\mathbf{y}} + \mathbf{K}^* \cdot \mathbf{y} = -\mathbf{r} \cdot \ddot{x}_g(t)$$

$$\begin{bmatrix} 1,38 & 0 \\ 0 & 1,38 \end{bmatrix} \text{kg} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 52,8 & 0 \\ 0 & 362 \end{bmatrix} \text{kg/s}^2 \cdot \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} 1,62 \\ 0,382 \end{bmatrix} \text{kg} \cdot \ddot{x}_g(t)$$

Man erhält zwei entkoppelte Einmassenschwingergleichungen
in modalen Koordinaten.

4.4 Modale Maximalantwort

Die modalen Maximalantworten der beiden Eigenformen erhält man analog zum Einmassenschwinger mit Hilfe des entsprechenden Spektralwertes aus dem Antwortspektrum (siehe Gleichung 5.107). Das Maximum der modalen Koordinate y_1 ist gleich:

$$y_{1, \max} = \frac{|r_1|}{m_1^*} \cdot S_d(\omega_1, \zeta_1)$$

$S_d(\omega_1, \zeta_1)$: Spektralwert der Verschiebung für Eigenfrequenz ω_1 und Dämpfung ζ_1 (hier $\zeta_1 = 5\%$)

Bei Verwendung eines Antwortspektrums der Beschleunigung wird das Maximum der modalen Koordinate y_1 :

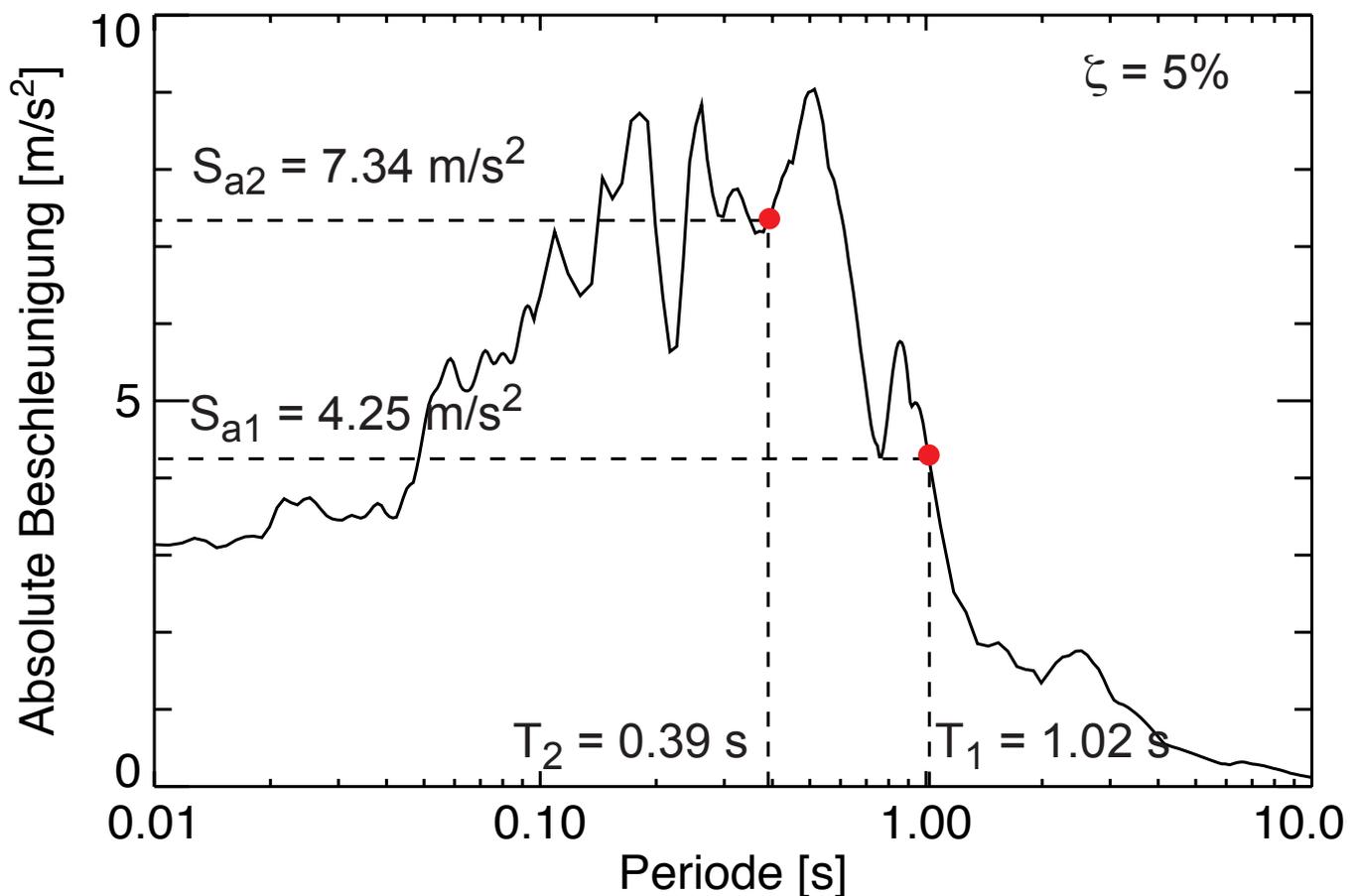
$$y_{1, \max} = \frac{|r_1|}{m_1^*} \cdot \frac{1}{\omega_1^2} \cdot S_a(\omega_1, \zeta_1)$$

$S_a(\omega_1, \zeta_1)$: Spektralwert der Beschleunigung für Eigenfrequenz ω_1 und Dämpfung ζ_1 (hier $\zeta_1 = 5\%$)

Herausgelesen aus dem elastischen Antwortspektrum der Beschleunigung des "El Centro" Erdbebens erhält man:

$$S_{a1} = 4,25 \text{ m/s}^2 \quad \text{und}$$

$$S_{a2} = 7,34 \text{ m/s}^2$$



$$y_{1, \max} = \frac{1,62 \text{ kg}}{1,38 \text{ kg}} \cdot \frac{1}{(6,2 \text{ Hz})^2} \cdot 4,25 \text{ m/s}^2 = 0,130 \text{ m}$$

$$y_{2, \max} = \frac{0,38 \text{ kg}}{1,38 \text{ kg}} \cdot \frac{1}{(16,2 \text{ Hz})^2} \cdot 7,34 \text{ m/s}^2 = 0,008 \text{ m}$$

4.5 Rücktransformation

Die maximalen Deformationen und Federkräfte jeder Eigenschwingungsform in den ursprünglichen Koordinaten erhält man, indem der Eigenvektor mit dem entsprechenden Maximum der modalen Koordinate multipliziert wird.

4.5.1 Grundschwingungsform

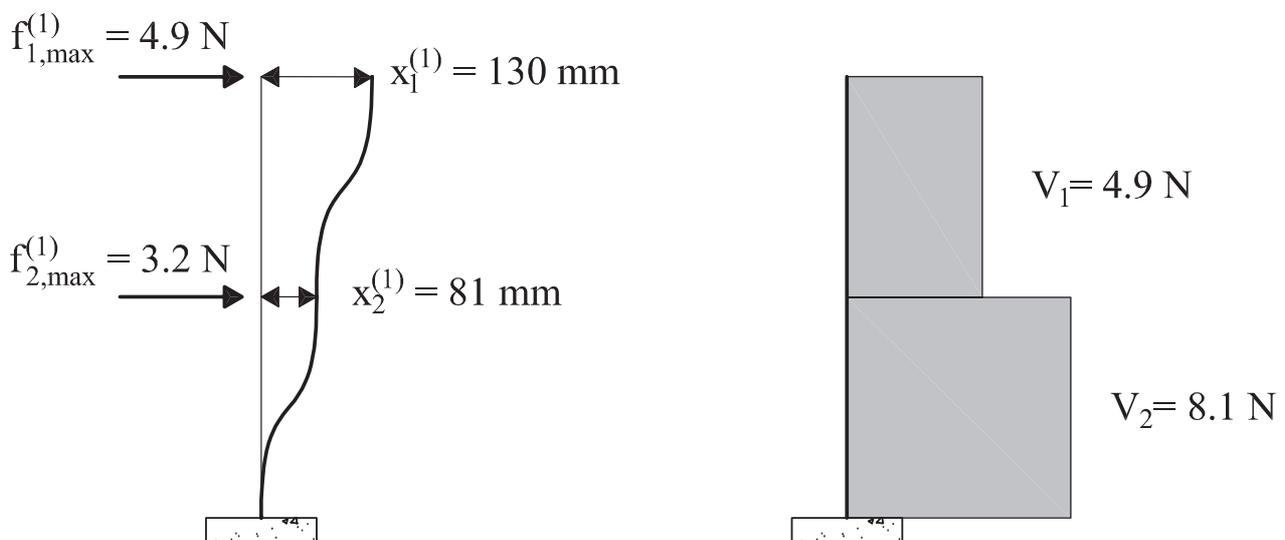
$$\mathbf{x}_{\max}^{(1)} = y_{1, \max} \cdot \varphi_1 = 0,130\text{m} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0,62 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 130 \\ 81 \end{bmatrix} \text{mm}$$

$$\mathbf{f}_{\max}^{(1)} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{x}_{\max}^{(1)} = \begin{bmatrix} 100 & -100 \\ 100 & 200 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,130 \\ 0,081 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 13,0 - 8,1 \\ -13,0 + 16,2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4,9 \\ 3,2 \end{bmatrix} \text{N}$$

Oder als Berechnungsalternative:

$$\mathbf{s}_1 = \mathbf{1}_1 \mathbf{M} \varphi_1 = 1,17 \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0,62 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,17 \\ 0,725 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f}_{\max}^{(1)} = \mathbf{s}_1 \cdot S_{a1} = 4,25 \begin{bmatrix} 1,17 \\ 0,725 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4,9 \\ 3,2 \end{bmatrix} \text{N}$$



4.5.2 Höhere Eigenschwingungsform

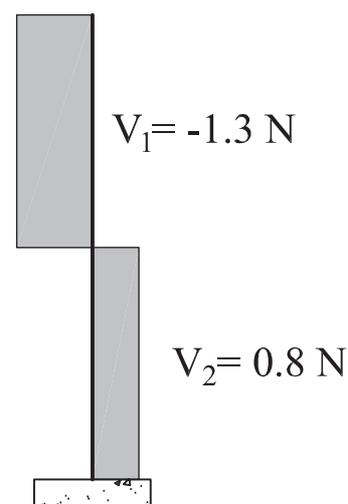
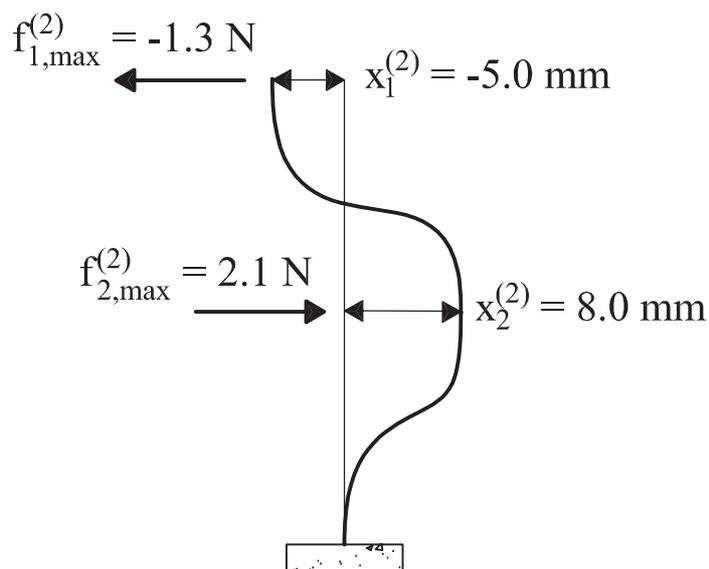
$$\mathbf{x}_{\max}^{(2)} = y_{2, \max} \cdot \varphi_2 = 0,008 \text{ m} \cdot \begin{bmatrix} -0,62 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -5,0 \\ 8,0 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$\mathbf{f}_{\max}^{(2)} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{x}_{\max}^{(2)} = \begin{bmatrix} 100 & -100 \\ 100 & 200 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -0,005 \\ 0,008 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,5 - 0,8 \\ 0,5 + 1,6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1,3 \\ 2,1 \end{bmatrix} \text{ N}$$

Oder als Berechnungsalternative:

$$\mathbf{s}_2 = l_2 \mathbf{M} \varphi_2 = 0,28 \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -0,62 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,173 \\ 0,28 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f}_{\max}^{(1)} = \mathbf{s}_2 \cdot S_{a2} = 7,34 \begin{bmatrix} -0,173 \\ 0,28 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1,3 \\ 2,1 \end{bmatrix} \text{ N}$$



4.6 Überlagerung

Die Gesamtantwort wird aus den Maximalantworten der beiden Eigenschwingungsformen nach der SRSS-Überlagerungsregel (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate) bestimmt.

4.6.1 Maximale Verschiebungen

$$x_{1, \max} = \sqrt{\sum_{k=1}^2 (x_1^{(k)})^2} = \sqrt{(130\text{mm})^2 + (-5\text{mm})^2} = 130\text{mm}$$

$$x_{2, \max} = \sqrt{\sum_{k=1}^2 (x_2^{(k)})^2} = \sqrt{(81\text{mm})^2 + (8\text{mm})^2} = 81\text{mm}$$

Die erhaltenen Verschiebungen der Gesamtantwort sind (auf zwei Stellen genau) gleich gross wie die Verschiebungen der Grundschwingungsform. Die relativ kleinen Anteile aus der höheren Schwingungsform gehen in den Berechnungen der SRSS-Überlagerungsregel quasi verloren.

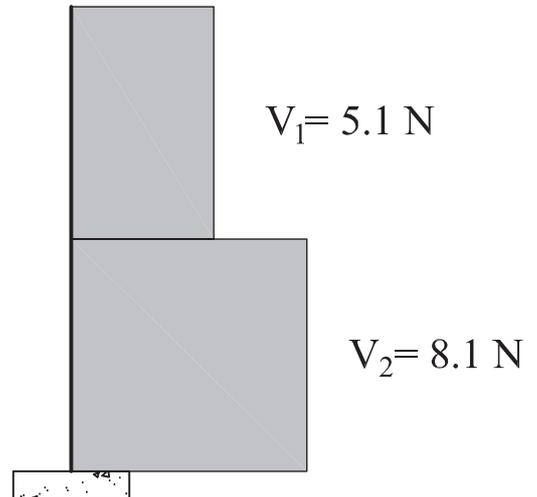
4.6.2 Maximale Schnittkräfte (Querkräfte V)

Obere Querkraft:

$$V_{1, \max} = \sqrt{(4,9\text{N})^2 + (-1,3\text{N})^2} = 5,1\text{N}$$

Untere Querkraft:

$$V_{2, \max} = \sqrt{(8,1\text{N})^2 + (0,8\text{N})^2} = 8,1\text{N}$$



Gegenüber den Schnittkräften der Grundschiebungsform allein stellt man bei den Schnittkräften der Gesamtantwort eine leichte Zunahme im oberen Teil des Zweimassenschwingers fest.

Falsch wäre es, die maximalen Schnittkräfte direkt aus den maximalen Verschiebungen zu bestimmen (Gleichung 5.111):

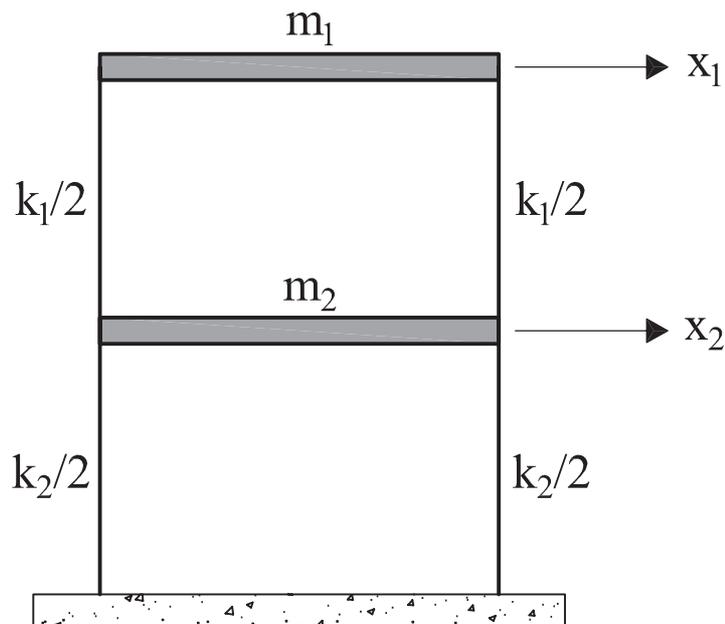
$$V_{1, \max} \neq 100\text{N/m} \cdot (0,130\text{m} - 0,081\text{m}) = 4,9\text{N}$$

$$V_{2, \max} \neq 100\text{N/m} \cdot 0,081\text{m} = 8,1\text{N}$$

Man würde so zu kleine Schnittkräfte erhalten.

5 Antwortspektrumverfahren vs. Zeitverlaufsrechnungen

5.1 Modellbildung



Fall 1		Fall 2	
Massen:	$m_1 = 1,0\text{kg}$	Massen:	$m_1 = 0,1\text{kg}$
	$m_2 = 1,0\text{kg}$		$m_2 = 1,0\text{kg}$
Steifigkeiten:	$k_1 = 100\text{N/m}$	Steifigkeiten:	$k_1 = 10\text{N/m}$
	$k_2 = 100\text{N/m}$		$k_2 = 100\text{N/m}$

- Fall 1 entspricht das Modell von Abschnitt 4. Fall 2 stellt ein dynamisches System dar, bei welchem die zweite Eigenform eine wesentliche Rolle spielt.

5.2 Resultate

- Dynamische Eigenschaften

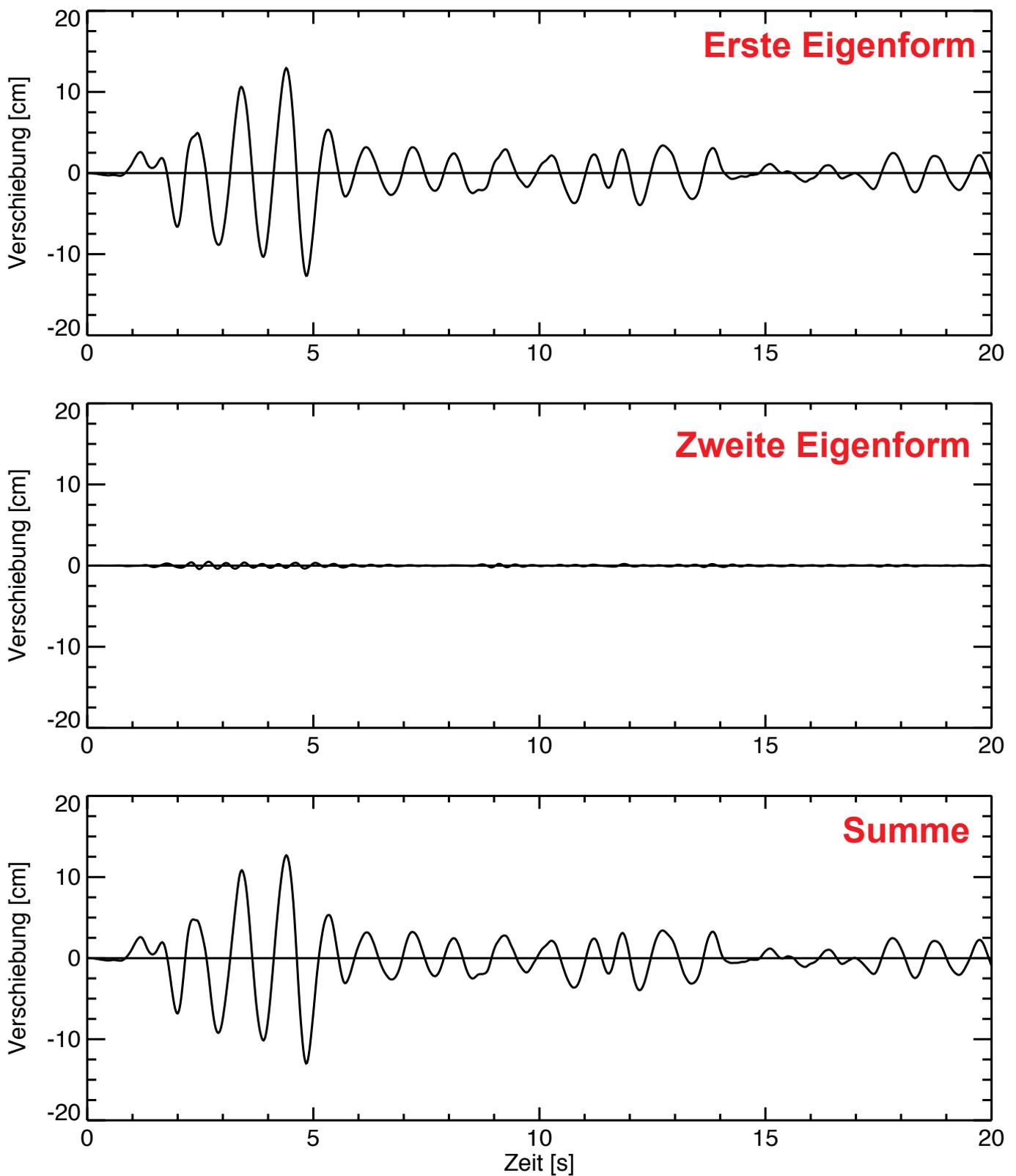
Fall 1	Fall 2
Perioden: $T_1 = 1,02s$ $T_2 = 0,39s$	Perioden: $T_1 = 0,74s$ $T_2 = 0,54s$
Eigenvektoren: 1: $\varphi_{11} = 1$, $\varphi_{21} = 0,62$ 2: $\varphi_{12} = 1$, $\varphi_{22} = -1,62$	Eigenvektoren: 1: $\varphi_{11} = 1$, $\varphi_{21} = 0,27$ 2: $\varphi_{12} = 1$, $\varphi_{22} = -0,37$
Part. Faktoren: $l_1 = 1,17$ $l_2 = -0,17$	Part. Faktoren: $l_1 = 2,14$ $l_2 = -1,14$

- Die Eigenvektoren sind so normiert, dass sie im zweiten Stockwerk gleich Eins sind. Im Fall 1 sind deshalb Eigenvektoren und Partizipationsfaktoren anders als in den Abschnitten 2.2.1, 2.2.2 und 3.

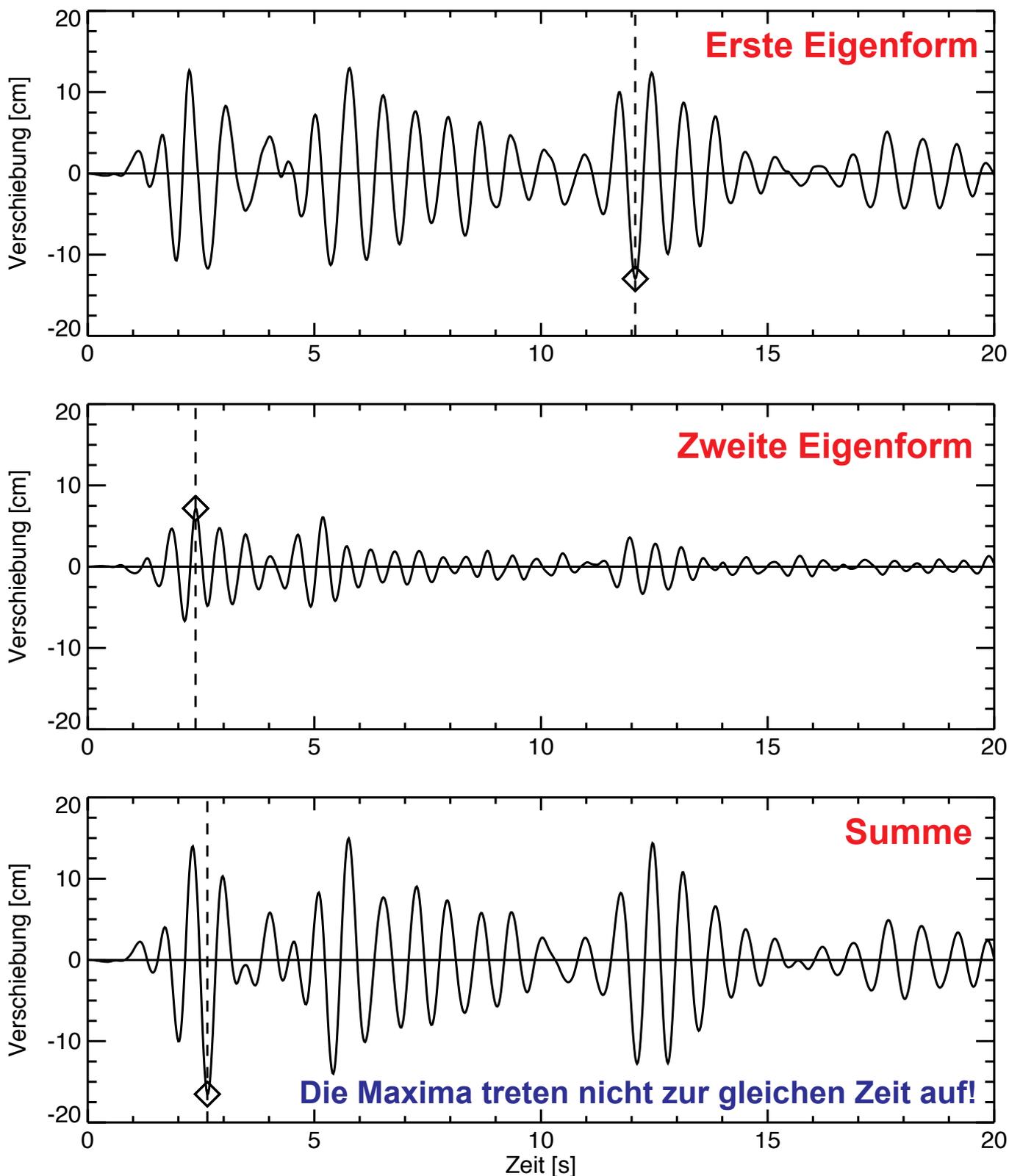
- Beanspruchungen

Fall 1	Fall 2
Verschiebungen:	Verschiebungen:
1: $\Delta = 0,129\text{m}$	1: $\Delta = 0,130\text{m}$
2: $\Delta = 0,005\text{m}$	2: $\Delta = 0,072\text{m}$
Summe: $\Delta = 0,134\text{m}$	Summe: $\Delta = 0,202\text{m}$
SRSS: $\Delta = 0,130\text{m}$	SRSS: $\Delta = 0,148\text{m}$
Zeitverlauf: $\Delta = 0,130\text{m}$	Zeitverlauf: $\Delta = 0,165\text{m}$
Querkraft oben:	Querkraft oben:
SRSS: $V = 5,10\text{N}$	SRSS: $V = 1,36\text{N}$
Zeitverlauf: $V = 5,69\text{N}$	Zeitverlauf: $V = 1,51\text{N}$
Querkraft unten:	Querkraft unten:
SRSS: $V = 8,05\text{N}$	SRSS: $V = 4,40\text{N}$
Zeitverlauf: $V = 8,44\text{N}$	Zeitverlauf: $V = 4,92\text{N}$

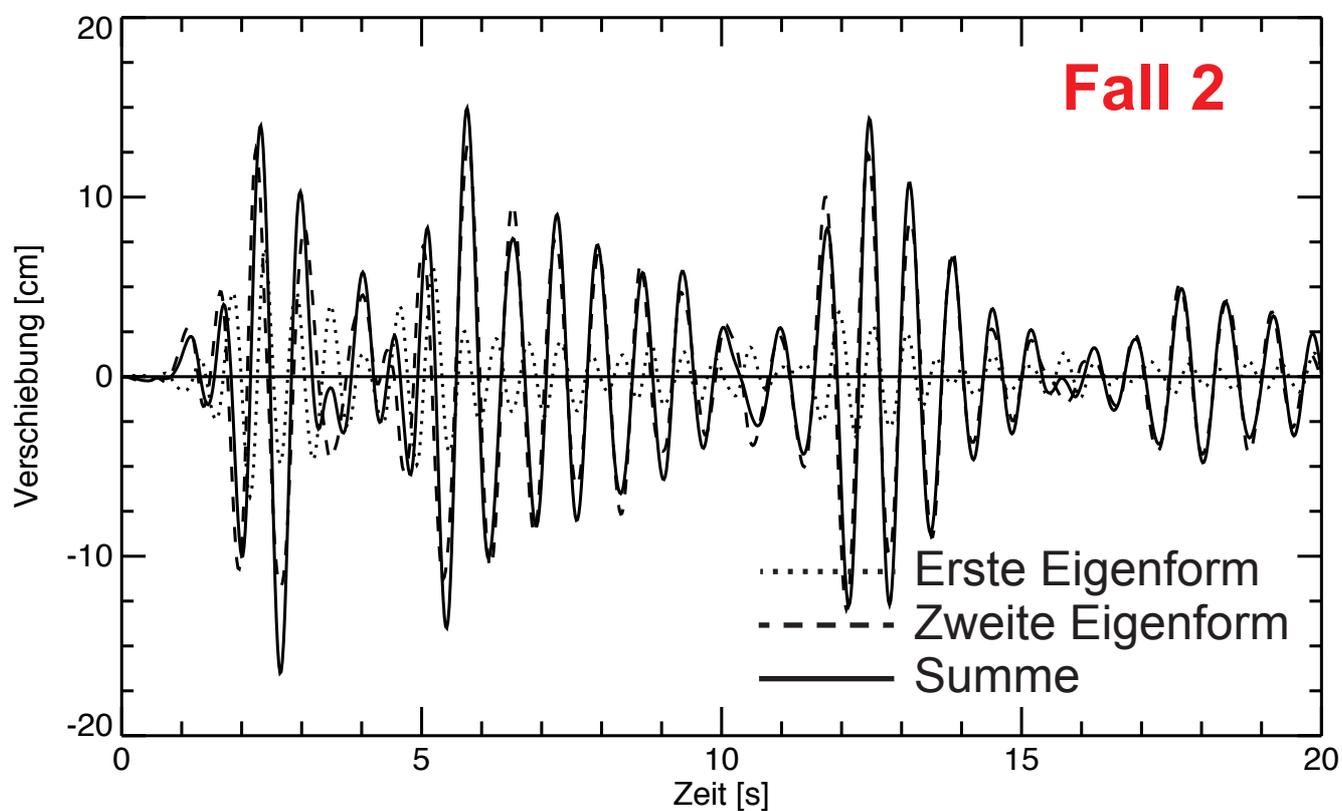
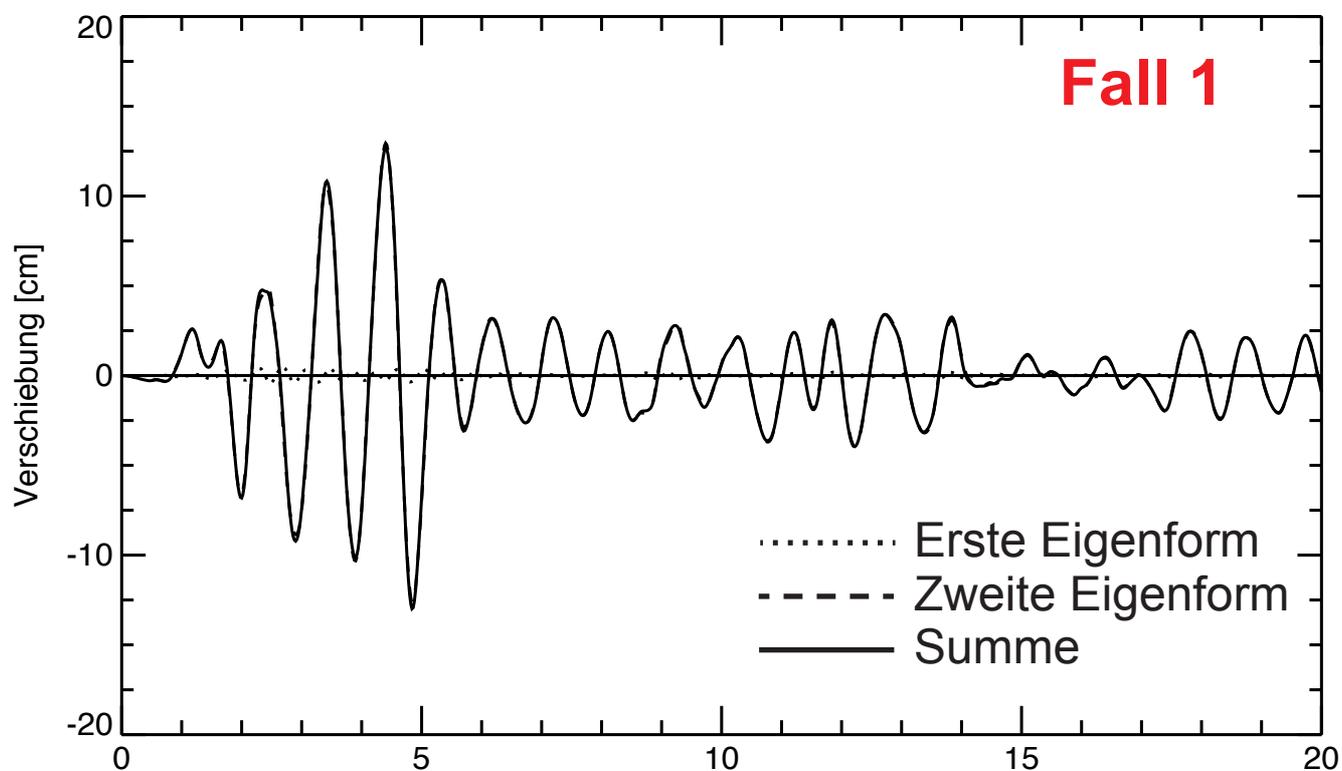
• Zeitverläufe: Fall 1



• Zeitverläufe: Fall 2



• Zeitverläufe: Zusammenfassung



Erdbebensicherung von Bauwerken I

6. Berechnung von Hochbauten

Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Inhaltsübersicht

6.1 Modellbildung

- Ersatzstab
- Baugrund
- Berechnungsverfahren
- Steifigkeit der Bauteile
- Grundschiwingzeit

6.2 Schnittkräfte am Ersatzstab

- Steifigkeitszentrum
- Massenzentrum
- Schnittkräfte

6.3 Verteilung der Stockwerkquerkraft auf die vertikalen Tragelemente

- Statisch bestimmtes Tragwandsystem
- Symmetrisches Tragwandsystem mit Stockwerkquerkraft in Symmetrieachse
- Allgemeines System
- Arten der Exzentrizität

6.4 Beispiel unsymmetrisches Tragwandsystem

6.1 Modellbildung

6.1.1 Ersatzstab

- Der Ersatzstab ist das einfachste Tragwerksmodell eines Gebäudes für horizontale Einwirkung.
- Der Ersatzstab ist ein vertikaler Kragarm, der durch die Steifigkeitszentren der Geschosse geht.
- Die Masse des Gebäudes wird in Einzelmassen jeweils auf Deckenhöhe aufgeteilt: **Stockwerksmassen**.
- Die Einspannung des Ersatzstabs liegt, von oben her betrachtet, auf derjenigen Geschossdecke, die erstmals eine horizontal steife Lagerung bietet: **Einbindungshorizont**.
- Bei steifen Untergeschossen ist dies in der Regel auf dem Niveau der Bodenebene des Erdgeschosses.

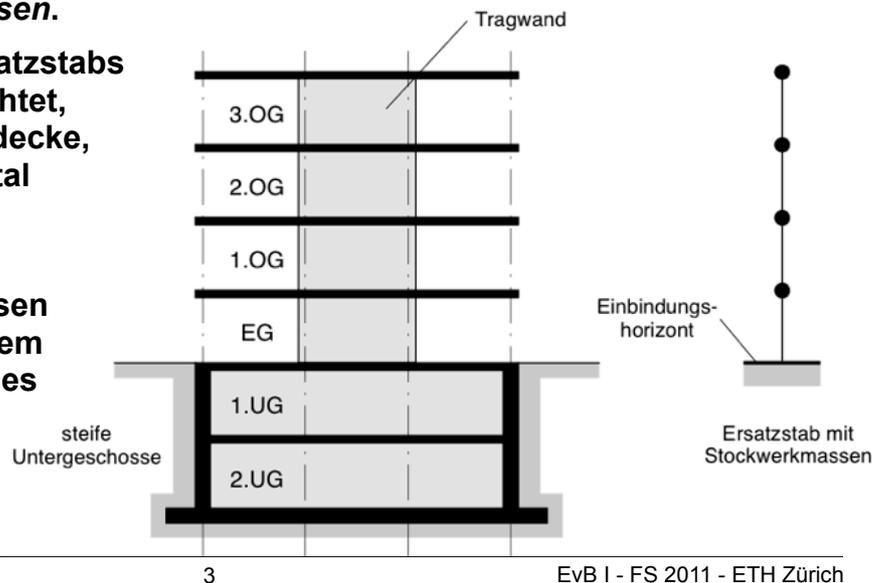


Bild 6.11 aus
[Bachmann 2002]

Thomas Wenk

3

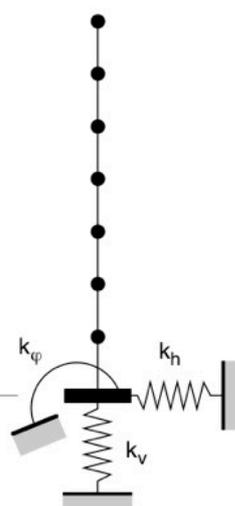
EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

6.1.2 Baugrund

- Die Nachgiebigkeit des Baugrunds wird im allgemeinen vernachlässigt.
- Bei weicherem Baugrund (BGK C, D oder E) empfiehlt es sich, eine elastische Einspannung des Ersatzstabs mit der Drehfeder k_φ für die Kippbewegung des Fundaments vorzusehen.
- Der Einbindungshorizont kommt auf das Niveau des Fundaments zu liegen.
- Die vertikale und horizontale Nachgiebigkeit k_v und k_h sind meist unbedeutend.
- Bei Spezialbauwerken wird die dynamische Boden-Bauwerkwechselwirkung (Soil-Structure-Interaction SSI) berücksichtigt.
- Die SSI bewirkt in der Regel eine Vergrößerung der Grundschwingzeit und der Dämpfung [Chopra 2007], [Kramer 1996]

Niveau Fundament

Bild 6.3 aus
[Bachmann 2002]



Federkonstanten für ein Kreisfundament:

$$\text{Vertikal: } k_v = \frac{4 G r}{1 - \nu}$$

$$\text{Horizontal: } k_h = \frac{32 (1 - \nu) G r}{7 - 8 \nu}$$

$$\text{Kippen: } k_\varphi = \frac{8 G r^3}{3 (1 - \nu)}$$

G: Schubmodul (dynamisch)
 ν : Poissonzahl (dynamisch)
 r: Fundamentradius

Thomas Wenk

4

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

6.1.3 Berechnungsverfahren

- Das erforderliche Berechnungsverfahren und Tragwerksmodell richtet sich danach, ob die Kriterien für die Regelmässigkeit erfüllt sind oder nicht (SIA 261, Ziffern 16.5.2.1 und 16.5.3.2).
- Diese Bestimmungen wurden aus dem Eurocode 8 übernommen (Tabelle 4.1 in EN 1998-1).
- Im Eurocode 8 muss der Verhaltensbeiwert q um 20% reduziert werden, wenn die Kriterien der Regelmässigkeit im Aufriss nicht erfüllt sind (Ziffer 4.2.3.1.7 in EN 1998-1).

Kriterien für Regelmässigkeit	im Aufriss erfüllt	im Aufriss nicht erfüllt
im Grundriss erfüllt	Ersatzkraftverfahren mit zwei 2D-Modellen	Antwortspektrumverfahren mit zwei 2D-Modellen
im Grundriss nicht erfüllt	Antwortspektrumverfahren mit 3D-Modell	Antwortspektrumverfahren mit 3D-Modell

Kriterien für die Regelmässigkeit

- Ein Tragwerk gilt als regelmässig im Grundriss, wenn
 - die Horizontalsteifigkeit und Massenverteilung ungefähr symmetrisch bezüglich zweier orthogonaler Richtungen im Grundriss sind,
 - die Grundrissform des Bauwerks kompakt ist und die Gesamtabmessungen von rückspringenden Ecken oder Aussparungen nicht grösser als 25% der gesamten äusseren Grundrissabmessung des Bauwerks in der entsprechenden Richtung sind,
 - die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene gross im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikal tragenden Bauteile ist.
- Ein Tragwerk gilt als regelmässig im Aufriss, wenn
 - alle an der Abtragung von Horizontalkräften beteiligten Bauteile, wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen ohne Unterbrechung vom Fundament bis zur Oberkante des Bauwerks laufen,
 - die Horizontalsteifigkeit, der Tragwiderstand für Horizontalkräfte und die Masse der einzelnen Geschossen über die Höhe des Bauwerks konstant bleiben oder sich allmählich, ohne sprunghafte Veränderung, von unten nach oben verringern (Ausnahme: Übergang in die Untergeschosse, wo eine sprunghafte Veränderung toleriert wird).
- Vergleiche SIA 261: Ziffern 16.5.2.1 und 16.5.3.2.

6.1.4 Steifigkeit der Bauteile

- Grundsätzlich ist eine mittlere Steifigkeit bis zum Flie遝beginn (Sekantensteifigkeit) der Bauteile in Rechnung zu stellen.
- Bei Bauteilen aus Stahlbeton und Mauerwerk muss folglich der Einfluss der Rissebildung berücksichtigt werden.
- Wird mit Steifigkeiten der ungerissenen Querschnitte gerechnet, so führt dies zu einer Unterschätzung der Verformungen und in der Regel zu einer Überschätzung der Schnittkräfte, wenn sich die massgebenden Schwingzeiten im abfallenden Ast des Bemessungsspektrums, d.h. über der Eckschwingzeit T_c befinden.
- Die Genauigkeit der Berücksichtigung der Rissebildung sollte abgestimmt sein auf die übrigen Aspekte der Modellbildung, wie z.B. die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Baugrunds (Kap. 6.1.1).

Steifigkeit von Mauerwerk

- Für die Berücksichtigung der Rissebildung in Mauerwerkswänden darf die ungerissene Biege- und Schubsteifigkeit halbiert werden (Ziffer 9.4.3 in EN 1998-1).

Steifigkeit von Stahlbeton

- Bei Bauteilen aus Stahlbeton wird der Abfall der Steifigkeit infolge Rissebildung primär durch die Normalkraft und die Kompaktheit des Querschnitts beeinflusst.
- Die folgende Tabelle gibt Richtwerte für die Reduktion des Trägheitsmoments infolge Rissebildung [NZS 1995], wobei:
 - N : Normalkraft mit Druck positiv
 - f_c' : Zylinderdruckfestigkeit
 - A_c : Fläche des ungerissenen Querschnitts
 - I_g : Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts
- Diese Richtwerte sind mittlere Steifigkeitswerte, die über den ganzen betrachteten Bauteil als konstant angenommen werden.

Riegel	Stützen	Wände
Rechteckquerschnitt $\rightarrow 0,4 I_g$	$N/(f_c' A_c) > 0,5 \rightarrow 0,8 I_g$	$N/(f_c' A_c) = 0,2 \rightarrow 0,45 I_g$
T- oder L-Querschnitt $\rightarrow 0,35 I_g$	$N/(f_c' A_c) = 0,2 \rightarrow 0,6 I_g$	$N/(f_c' A_c) = 0,0 \rightarrow 0,25 I_g$
	$N/(f_c' A_c) = -0,05 \rightarrow 0,4 I_g$	$N/(f_c' A_c) = -0,1 \rightarrow 0,15 I_g$

6.1.5 Grundschwingzeit

- Für das Ersatzkraftverfahren werden die Grundschwingzeiten in den beiden horizontalen Hauptrichtungen des Grundrisses benötigt.
- Die Grundschwingzeiten können mit Schätzformeln für Gebäude, z.B. aus der Norm SIA 261, oder mit einer dynamischen Berechnung (analytische Lösung des Eigenwertproblems) bestimmt werden.
- Die Schätzformeln sind meist zu ungenau und sollten weder bei Gebäuden noch bei anderen Bauwerken verwendet werden.
- Es wird empfohlen die Grundfrequenz mit der Rayleigh-Methode zu berechnen, die sowohl bei Gebäuden wie auch bei anderen Bauwerken anwendbar ist.
- Wenn auf eine Berechnung der Grundschwingzeit verzichtet wird, müssen die Maximalwerte der Beschleunigung und der Verschiebung (Plateau-Werte) für die Bemessung verwendet werden.
- Bei der Berechnung der Grundfrequenz darauf achten, dass die Einheiten für Längen, Massen und Steifigkeit kompatibel sein müssen, z.B. [m, s, kg] oder [m, s, kN] verwenden.

Schätzformeln

- Einfache Schätzformeln für Gebäude geben die Grundschwingzeit T_1 in Funktion der Höhe oder der Anzahl Stockwerke:

$$T_1 = n/10 \quad n: \text{Anzahl Stockwerke und } T_1 \text{ in [s]}$$

oder Gleichung (38) der Norm SIA 261:

$$T_1 = C_t h^{0,75} \quad h: \text{Gebäudehöhe in [m] und } T_1 \text{ in [s]}$$

für biegebeanspruchte räumliche Stahlrahmen: $C_t = 0,085$
für biegebeanspruchte räumliche Stahlbetonrahmen: $C_t = 0,075$
andere Tragwerke: $C_t = 0,05$

- Diese Schätzformeln beruhen auf Berechnungen und Messungen von Gebäuden in Ländern mit hoher Seismizität und ergeben für Schweizer Verhältnisse meist zu steife, d.h. zu grosse, Grundschwingzeiten.
- Diese Schätzformeln sollten nicht verwendet werden, da sie zu ungenau sind.

Vereinfachte Rayleigh-Methode

- Mit Gleichung (39) der Norm SIA 261, die auf der Rayleigh-Methode basiert, kann die Grundschwingzeit T_1 eines Gebäudes abgeschätzt werden:

$$T_1 = 2\sqrt{u} \quad \text{wobei } T_1 \text{ in [s] und } u \text{ in [m]}$$

u: fiktive horizontale Auslenkung der Gebäudeoberkante unter den in horizontaler Richtung angesetzten ständigen Lasten G_k und den quasiständigen Lasten $\psi_2 Q_k$.

- Es handelt sich um eine vereinfachte Berechnung mit der Rayleigh-Methode, bei der nur ein Massenpunkt an der Gebäudeoberkante betrachtet wird.
- Im Falle eines Einmassenschwingers ist sie praktisch exakt.
- Die Anwendung dieser Schätzformeln wird im Sinne einer ersten Abschätzung empfohlen, doch ist die (nicht vereinfachte) Rayleigh-Methode vorzuziehen.

Rayleigh-Methode

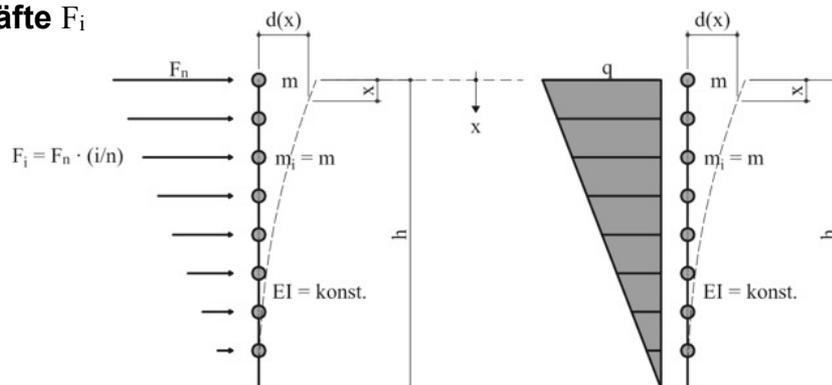
- Mit der Rayleigh-Methode kann eine gute Abschätzung der Grundschwingzeit T_1 eines Gebäudes erzielt werden:

$$\frac{1}{T_1} = f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot d_i^2}}$$

m_i : Masse im Stockwerk i auf der Höhe h_i

F_i : horizontale Kraft im Stockwerk i

d_i : horizontale Verschiebung im Stockwerk i infolge aller horizontalen Kräfte F_i



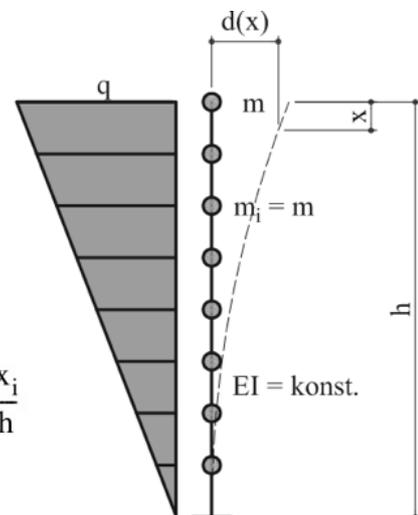
Rayleigh-Methode

- Die Rayleigh-Methode beruht auf dem Energiesatz, siehe Kapitel 8.5 in [Chopra 2007].
- Wichtig ist die Verteilung der horizontalen Kräfte F_i über die Gebäudehöhe.
- Die absolute Grösse der Kräfte F_i spielt keine Rolle, nur die relative Grösse untereinander ist wichtig.
- Die optimale Verteilung der Kräfte F_i entspricht der Verteilung der modalen Ersatzkräfte in der Grundschwingungsform.
- Die Berechnung der Verschiebungen d_i kann von Hand oder mit einer statischen Finite-Elemente-Berechnung erfolgen. Es ist kein dynamisches Berechnungsprogramm erforderlich.
- Meist genügen wenige Massenpunkte, um eine Grundfrequenz genügend genau zu berechnen.

Rayleigh-Methode für Dreieck-Verteilung

- Bei Gebäuden mit einem Tragwerk mit konstanter Biegesteifigkeit EI und über die Höhe gleichmässig verteilter Masse kann die Berechnung der Stockwerkverschiebungen d_i vereinfacht erfolgen.
- Dies ist z.B. bei einem 6-stöckigen Gebäude mit über die ganze Höhe durchlaufenden Wänden und konstanten Stockwerkhöhen der Fall, siehe das Beispiel in der Übung 2.
- Die horizontalen Kräfte $\sum F_i$ werden vereinfachend als dreieckförmig verteilte Kraft $qh/2$ angenommen:
 $q = 2\sum F_i / h$
- Die Verschiebungen d_i können dann mit der Formel für die Durchbiegung eines Kragarms unter dreieckförmig verteilter Kraft berechnet werden:

$$d_i(x_i) = \frac{qh^4}{120EI} \cdot [11 - 15\xi_i + 5\xi_i^4 - \xi_i^5] \quad \text{mit} \quad \xi_i = \frac{x_i}{h}$$



Finite-Elemente-Programme

- Die Grundschwingzeiten können auch mit Finite-Elemente-Programmen berechnet werden.
- Dazu wird ein Dynamikmodul mit Modalanalyse benötigt. Ein solches ist für die meisten Finite-Elemente-Programme verfügbar.
- Zur Plausibilitätskontrolle der Finite-Elemente-Berechnung empfiehlt sich die Rayleigh-Methode.

Analytische Lösung des Eigenwertproblems

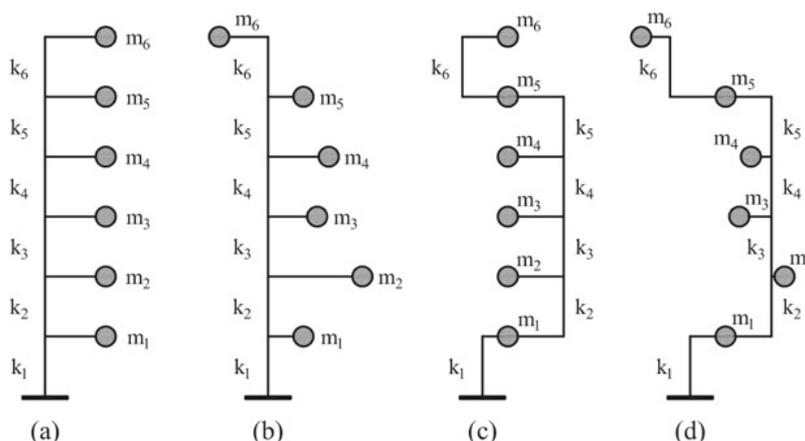
- Bei wenigen Freiheitsgraden lässt sich die Grundschwingzeit auch über die analytische Lösung des Eigenwertproblems eines Mehrmassenschwingers berechnen.
- Als Beispiel dafür dient der Zweimassenschwinger, bei dem alle Berechnungsschritte im Kapitel 5.5 aufgeführt sind.

Messung

- Bei bestehenden Bauten kann die Grundschwingzeit experimentell bestimmt werden, z.B. infolge Anregung aus Umweltgeräuschen (ambient noise).
- Die gemessene Grundschwingzeit ist meist recht klein infolge Mitwirkung der nicht tragenden Bauteile sowie ungerissenen tragenden Bauteilen.

6.2 Schnittkräfte am Ersatzstab

- Im ersten Schritt wird die Lage der Steifigkeits- und Massenzentren in allen Stockwerken bestimmt.
- Vier Fälle können unterschieden werden:
 - a) Steifigkeitszentren und Massenzentren sind in allen Stockwerken in der gleichen Lage.
 - b) Nur die Steifigkeitszentren sind in allen Stockwerken in der gleichen Lage.
 - c) Nur die Massenzentren sind in allen Stockwerken in der gleichen Lage.
 - d) Weder Steifigkeitszentren noch Massenzentren sind in der gleichen Lage.



Steifigkeitszentrum

- Mit Steifigkeitszentrum wird derjenige Punkt im Grundriss eines Stockwerks bezeichnet, indem eine angreifende Querkraft nur eine Verschiebung jedoch keine Verdrehung hervorruft.
- Umgekehrt geht die resultierende Querkraft infolge einer reinen Verschiebung des Stockwerks durch das Steifigkeitszentrum.
- Das Steifigkeitszentrum wird auch Schubmittelpunkt, Torsionsmittelpunkt oder Drehzentrum bezeichnet, da infolge eines Torsionsmomentes eine Verdrehung um eine vertikale Achse durch diesen Punkt erfolgt.
- Zur Ermittlung der Lage des Steifigkeitszentrums siehe „Vorgehen in Schritten“ in Kap. 6.3.

Massenzentrum

- Mit Massenzentrum wird der Schwerpunkt der Massen eines Stockwerks bezeichnet.
- Die Ersatzkräfte greifen in den jeweiligen Massenzentren der Stockwerke an.

Schnittkräfte

- Die Schnittkräfte am Ersatzstab können relativ einfach ermittelt werden, da der Ersatzstab statisch bestimmt ist:

- Stockwerkquerkraft V
- Stockwerkmoment M
- Stockwerk-torsionsmoment T_E

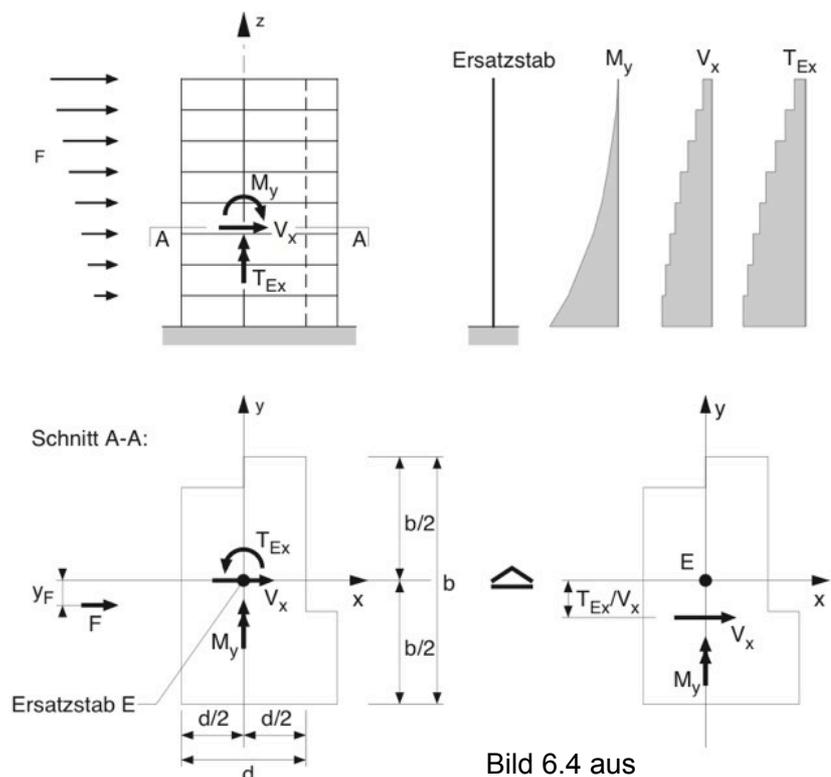


Bild 6.4 aus
[Bachmann 2002]

6.3 Verteilung der Stockwerkquerkraft auf die vertikalen Tragelemente

- Die Stockwerkquerkraft wird auf die einzelnen vertikalen Tragelemente aufgeteilt.
- Die Geschosdecken werden als in ihrer Ebene sehr steif, jedoch vollkommen biegeweich angenommen.
- Die Aufteilung der Stockwerkquerkraft erfolgt unter Berücksichtigung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen.
- Die Stockwerkquerkraft ist jeweils die Resultierende der auf die oben liegenden Stockwerke wirkenden Ersatzkräfte.

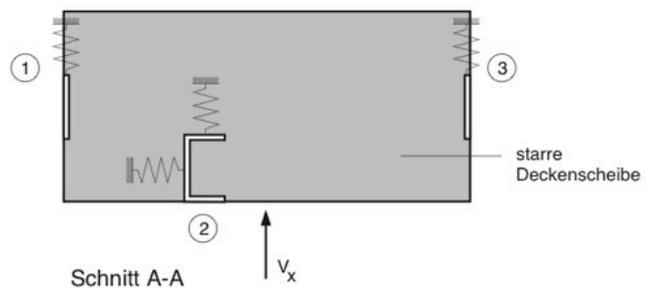
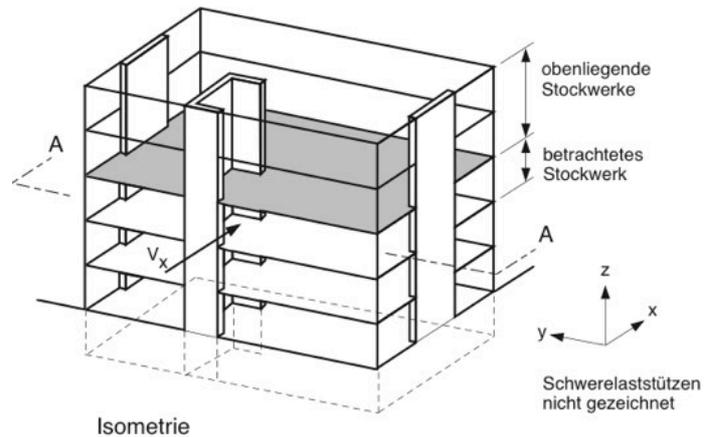


Bild 6.5 aus
[Bachmann 2002]

6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Ein statisch bestimmtes Tragwandsystem besteht aus drei Wänden, deren Ebenen sich nicht in einer vertikalen Achse schneiden dürfen.
- Die Aufteilung der Stockwerkquerkraft auf die einzelnen Wände kann allein unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingung erfolgen.
- Die Verträglichkeitsbedingungen müssen nicht hinzugezogen werden.

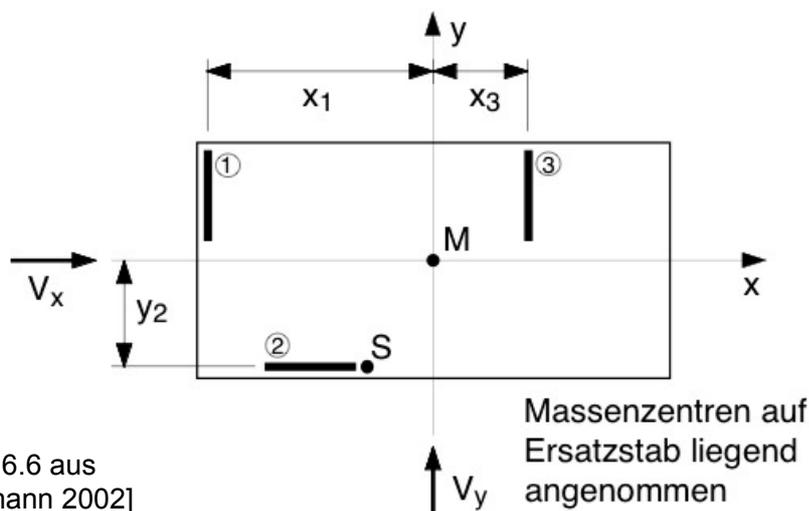
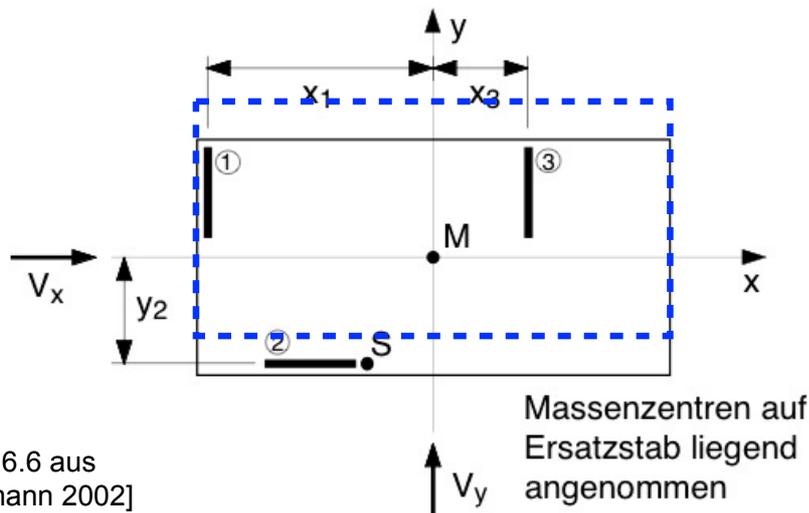


Bild 6.6 aus
[Bachmann 2002]

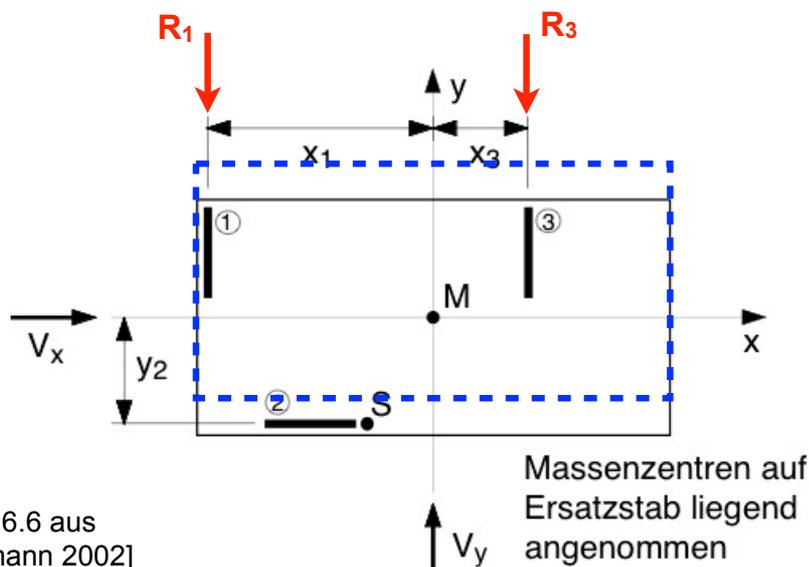
6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Vorerst wird die Lage des Steifigkeitszentrums S bestimmt.
- Dazu erfolgt eine Einheitsverschiebung der Decke in Richtung y -Achse, wobei die Verdrehung null bleibt.



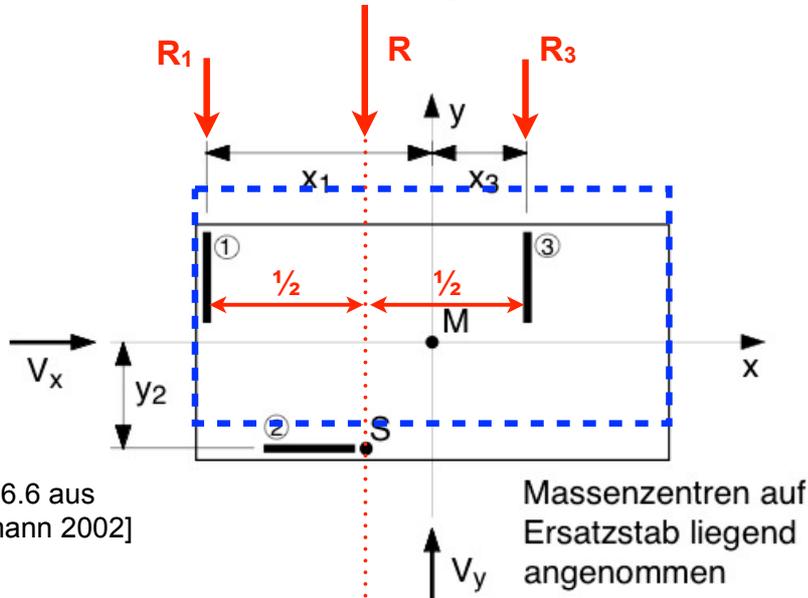
6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Reaktionskräfte R_1 und R_3 in den Wänden infolge der Einheitsverschiebung in Richtung y -Achse bestimmen.



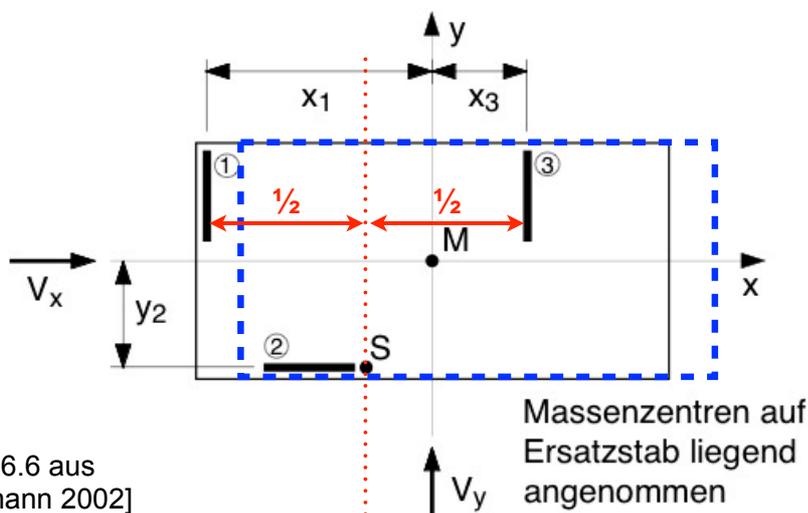
6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Resultierende R der Reaktionskräfte R_1 und R_3 bestimmen.
- Hier liegt R in der Mitte zwischen R_1 und R_3 , da $R_1 = R_3$, bzw. die Wand 1 ist gleich steif wie die Wand 2.
- Das Steifigkeitszentrum S liegt auf der Wirkungslinie der Resultierenden R .
- Damit ist die x -Koordinate des Steifigkeitszentrums bekannt.



6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Wiederholung des Vorgehens für die Richtung der x -Achse.
- Einheitsverschiebung der Decke in Richtung x -Achse, wobei die Verdrehung null bleibt.



6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Die einzige Reaktionskraft in den Wänden infolge der Einheitsverschiebung in Richtung x-Achse ist R_2 .
- Das Steifigkeitszentrum S liegt auf der Wirkungslinie der Kraft R_2 .
- Das Steifigkeitszentrum S liegt im Schnittpunkt der beiden Wirkungslinien.

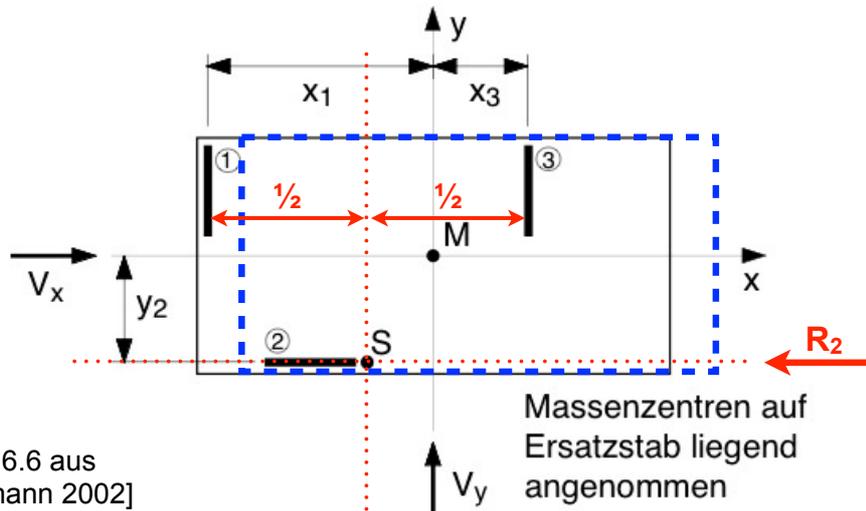


Bild 6.6 aus
[Bachmann 2002]

6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Verteilung der Stockwerkquerkraft V_y in Querrichtung:

$$V_{2x} = 0$$

$$V_{1y} = \frac{x_3}{x_1 + x_3} \cdot V_y$$

$$V_{3y} = \frac{x_1}{x_1 + x_3} \cdot V_y$$

- Die auf die Wände wirkenden Kräfte V_{1y} und V_{3y} können als Reaktionen eines einfachen Balkens, aufgelagert auf Wand 1 und Wand 3, betrachtet werden.

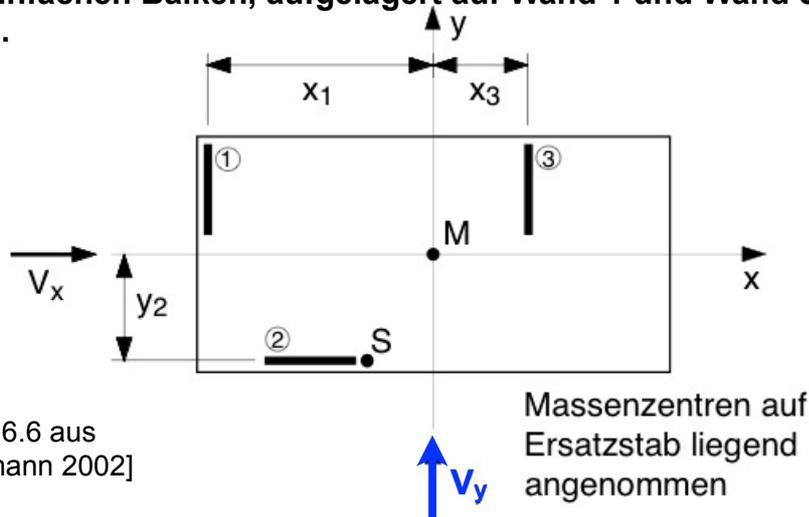


Bild 6.6 aus
[Bachmann 2002]

6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Verteilung der Stockwerkquerkraft V_y in Querrichtung:

$$V_{2x} = 0$$

$$V_{1y} = \frac{x_3}{x_1 + x_3} \cdot V_y,$$

$$V_{3y} = \frac{x_1}{x_1 + x_3} \cdot V_y$$

- Die auf die Wände wirkenden Kräfte V_{1y} und V_{3y} können als Reaktionen eines einfachen Balkens, aufgelagert auf Wand 1 und Wand 3, betrachtet werden.

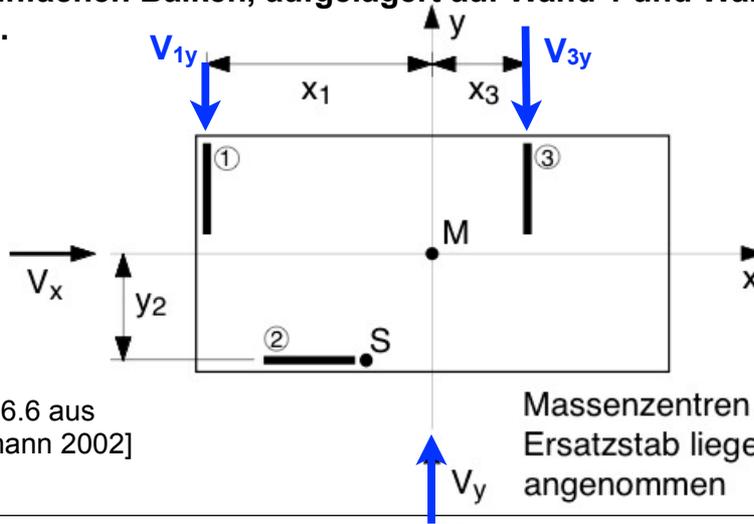


Bild 6.6 aus
[Bachmann 2002]

Massenzentren auf
Ersatzstab liegend
angenommen

6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Verteilung der Stockwerkquerkraft V_x in Längsrichtung:

$$V_{2x} = V_x$$

$$V_{1x} = \frac{y_2}{x_1 + x_3} \cdot V_x,$$

$$V_{3x} = \frac{-y_2}{x_1 + x_3} \cdot V_x$$

- Die Wand 2 übernimmt die gesamte Querkraft und das Torsionsmoment wird als Kräftepaar über die Wände 1 und 3 aufgenommen.

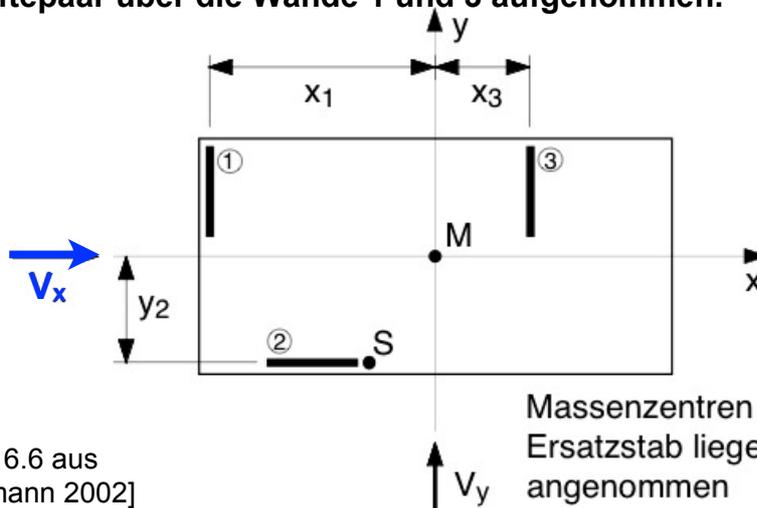


Bild 6.6 aus
[Bachmann 2002]

Massenzentren auf
Ersatzstab liegend
angenommen

6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Verteilung der Stockwerkquerkraft V_x in Längsrichtung:

$$V_{2x} = V_x$$

$$V_{1x} = \frac{y_2}{x_1 + x_3} \cdot V_x, \quad V_{3x} = \frac{-y_2}{x_1 + x_3} \cdot V_x$$

- Die Wand 2 übernimmt die gesamte Querkraft und das Torsionsmoment wird als Kräftepaar über die Wände 1 und 3 aufgenommen.

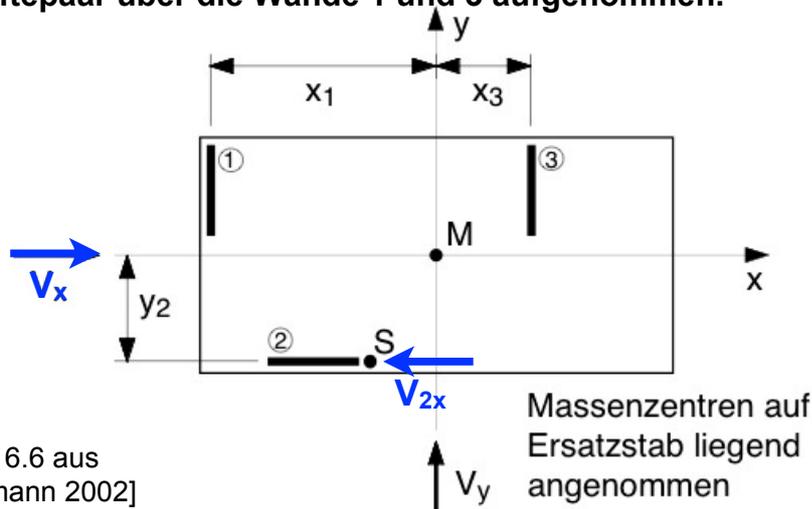


Bild 6.6 aus
[Bachmann 2002]

6.3.1 Statisch bestimmtes Tragwandsystem

- Verteilung der Stockwerkquerkraft V_x in Längsrichtung:

$$V_{2x} = V_x$$

$$V_{1x} = \frac{y_2}{x_1 + x_3} \cdot V_x, \quad V_{3x} = \frac{-y_2}{x_1 + x_3} \cdot V_x$$

- Die Wand 2 übernimmt die gesamte Querkraft und das Torsionsmoment wird als Kräftepaar über die Wände 1 und 3 aufgenommen.

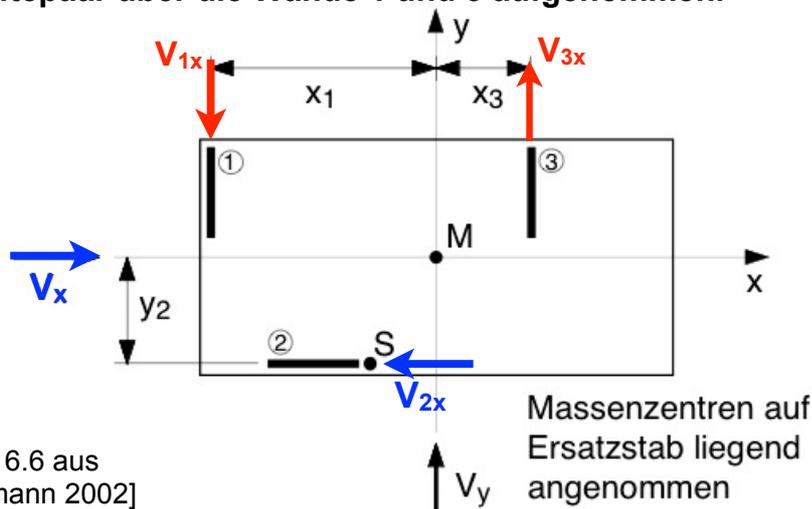


Bild 6.6 aus
[Bachmann 2002]

6.3.2 Symmetrisches Tragwandsystem mit Stockwerkquerkraft in Symmetrieachse

- Bei diesem Tragwandsystem sind sowohl die Steifigkeitsverteilung, d.h. die Wände, als auch die Massenverteilung die symmetrisch bezüglich der x-Achse.
- Das Steifigkeitszentrum S und das Massenzentrum M liegen auf der Symmetrieachse (x-Achse).
- Die Aufteilung der Stockwerkquerkraft auf die einzelnen Wände kann allein unter Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingung erfolgen.
- Die Gleichgewichtsbedingungen müssen nicht hinzugezogen werden.

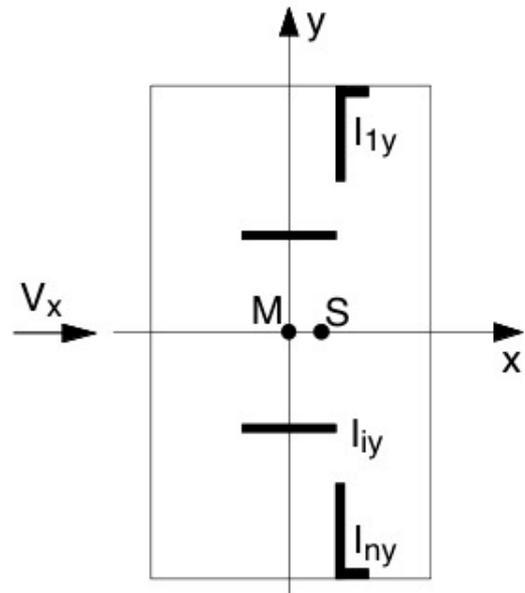


Bild 6.7 aus [Bachmann 2002]

6.3.2 Symmetrisches Tragwandsystem mit Stockwerkquerkraft in Symmetrieachse

- Infolge einer Stockwerkquerkraft V_x ergeben sich für alle Tragwände die gleichen horizontalen Verschiebung in x-Richtung.
- Infolge einer Stockwerkquerkraft V_x erfolgt keine Verdrehung der Geschosdecke.
- Die Verteilung der Stockwerkquerkraft V_x erfolgt proportional zur Steifigkeit der Wände:

$$V_{ix} = V_x \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

- Die Verteilung erfolgt nach dem klassischen Prinzip der Kameradschaft in der Baustatik: „Der stärkere trägt mehr“ bzw. hier „Die stärker Wand trägt mehr“.

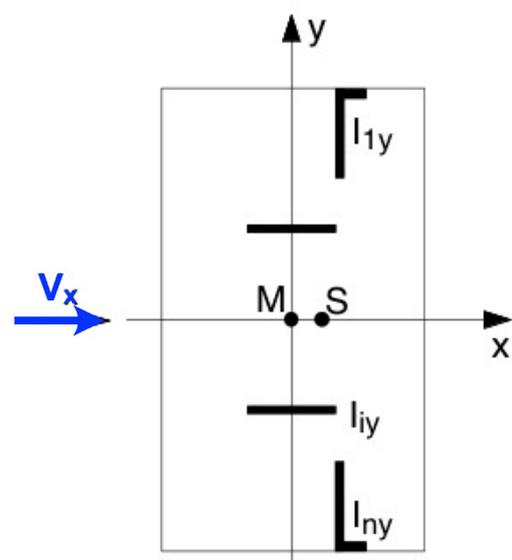


Bild 6.7 aus [Bachmann 2002]

6.3.2 Symmetrisches Tragwandsystem mit Stockwerkquerkraft in Symmetrieachse

- Infolge einer Stockwerkquerkraft V_x ergeben sich für alle Tragwände die gleichen horizontalen Verschiebung in x-Richtung.
- Infolge einer Stockwerkquerkraft V_x erfolgt keine Verdrehung der Geschossdecke.
- Die Verteilung der Stockwerkquerkraft V_x erfolgt proportional zur Steifigkeit der Wände:

$$V_{ix} = V_x \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

- Die Verteilung erfolgt nach dem klassischen Prinzip der Kameradschaft in der Baustatik: „Der stärkere trägt mehr“ bzw. hier „Die stärker Wand trägt mehr“.

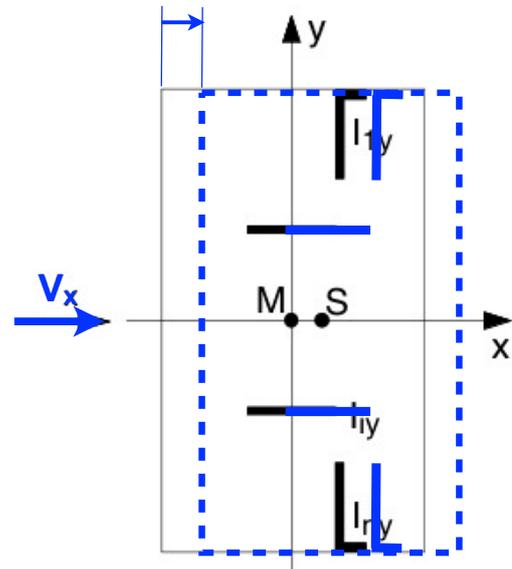


Bild 6.7 aus
[Bachmann 2002]

6.3.3 Allgemeines System

- Wenn die Tragwände unsymmetrisch im Grundriss angeordnet sind, entstehen unter der Wirkung der Stockwerkquerkraft sowohl Verschiebungen als auch Verdrehungen der Geschossdecken.
- Die Aufteilung der Stockwerkquerkraft erfolgt allgemein unter Berücksichtigung der Gleichgewichts- und der Verträglichkeitsbedingungen.
- Wenn die Zentrifugalmomente oder Deviationsmomente der einzelnen Wände Null sind, d.h. wenn die Hauptachsen der Wandquerschnitte parallel zu den Hauptrichtungen des Grundrisses laufen, kann die Aufteilung der Stockwerkquerkraft relativ einfach erfolgen, siehe unter „Schrittweises Vorgehen“ auf den folgenden Seiten.
- Insbesondere bei L-förmigen Wänden sind die Zentrifugalmomente ungleich Null, so dass die Verteilung aufwendiger wird, siehe z.B. [Schneider 2006].

Schrittweises Vorgehen

1. Lage des Steifigkeitszentrum S bestimmen:

$$x_s = \sum (I_{ix} \cdot x_i) / \sum I_{ix}$$

$$y_s = \sum (I_{iy} \cdot y_i) / \sum I_{iy}$$

2. Stockwerkquerkräfte V_x und V_y vom Massenzentrum M ins Steifigkeitszentrum S verschieben, dabei entsteht ein Torsionsmoment T_s :

$$T_{Sx} = V_x \cdot y_s$$

$$T_{Sy} = -V_y \cdot x_s$$

$$T_s = T_{Sx} + T_{Sy}$$

V_x und V_y bleiben unverändert.

Schrittweises Vorgehen (2. Teil)

3. Querkräfte V_{ix} und V_{iy} in jeder Wand berechnen:

$$V_{ix} = \underbrace{V_x \cdot \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}}}_{\text{Translationskomponente}} - \underbrace{T_s \cdot \frac{I_{iy} \cdot \bar{y}_i}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}}_{\text{Rotationskomponente}}$$

$$V_{iy} = \underbrace{V_y \cdot \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}}}_{\text{Translationskomponente}} + \underbrace{T_s \cdot \frac{I_{ix} \cdot \bar{x}_i}{\sum (I_{iy} \cdot \bar{y}_i^2 + I_{ix} \cdot \bar{x}_i^2)}}_{\text{Rotationskomponente}}$$

\bar{x}_i, \bar{y}_i : Abstand der Wand i vom Steifigkeitszentrum S

x_i, y_i : Abstand der Wand i vom Massenzentrum M

4. Plausibilitätskontrolle:

Sind die Summen der Querkräfte V_{ix} und V_{iy} mit den Stockwerkquerkräften V_x und V_y im Gleichgewicht?

6.3.4 Arten der Exzentrizität

- **Es werden zwei Arten der Exzentrizität des Massenzentrums zum Steifigkeitszentrum unterschieden:**
 - die tatsächliche oder planmässige Exzentrizität
 - die zufällige Exzentrizität.
- **Je nach Berechnungsverfahren sind unterschiedliche Exzentrizitäten zu berücksichtigen (SIA 261 Ziffer 16.5.2.7, Gleichungen 42 und 43):**
 - **Ersatzkraftverfahren**
Die Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft auf die oben liegenden Geschosse beträgt:

$$e_{d,\text{sup}} = 1,5e + 0,05b$$
$$e_{d,\text{inf}} = 0,5e - 0,05b$$

- e: **planmässige Exzentrizität der resultierenden Ersatzkraft auf die oben liegenden Geschosse gegenüber dem Steifigkeitszentrum des betrachteten Geschosses**
- b: **Gebäudebreite senkrecht zur betrachteten Erdbebeneinwirkung**
(SIA 261, Gleichungen 42 und 43)

6.3.4 Arten der Exzentrizität

- **Antwortspektrumverfahren mit dreidimensionalem Tragwerksmodell**
Die Lage der Massenschwerpunkte der einzelnen Geschosse ist in beiden Hauptrichtungen wie folgt anzusetzen :

$$e_{d,\text{sup}} = e + 0,05b$$
$$e_{d,\text{inf}} = e - 0,05b$$

(SIA 261, Gleichungen 44 und 45)

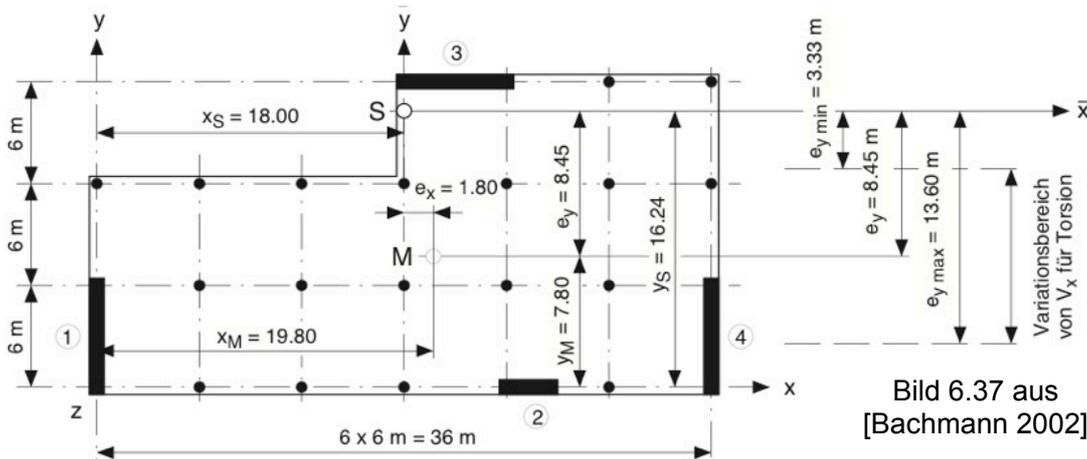
- **Antwortspektrumverfahren mit zwei ebenen Tragwerksmodellen**
Die Exzentrizität ist analog zum Ersatzkraftverfahren anzusetzen:

$$e_{d,\text{sup}} = 1,5e + 0,05b$$
$$e_{d,\text{inf}} = 0,5e - 0,05b$$

- **Mit einem dreidimensionalen Tragwerksmodell können die Torsionsschwingungen korrekt erfasst werden. Deshalb entfallen dort die Faktoren 1,5 und 0,5 bei der planmässigen Exzentrizität.**
- **Beim zweidimensionalen Tragwerksmodell werden die Torsionsschwingungen mit einer Vergrößerung bzw. Verkleinerung der planmässigen Exzentrizität approximativ erfasst.**

6.4 Beispiel unsymmetrisches Tragwandsystem

- Ein Musterbeispiel eines unsymmetrischen Tragwandsystems mit allen Berechnungsschritte der Verteilung der Stockwerkquerkraft V_x in Längsrichtung inkl. planmässiger und zufälliger Torsion ist in Kap. 6.6 in [Bachmann 2002] dargestellt.
- Die Variation der Exzentrizität gemäss den Gleichungen (42) und (43) der Norm SIA 261 bewirkt eine grosse Variation der anzunehmenden Lage der Resultierenden der Ersatzkräfte, wie im unten stehenden Grundriss dargestellt.



Literaturverzeichnis

Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Auflage, Birkhäuser Verlag.

Chopra A.K. (2007): Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd Edition, Prentice Hall,.

EN 1998-1 (2004): Eurocode 8: Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, SIA 260.801. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Kramer S.L. (1996): Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall.

NZS (1995): Concrete Structures, Part 1: The Design of Concrete Structures, Part 2: Commentary, New Zealand Standard, Wellington.

Schneider K.J. (2006): Bautabellen für Ingenieure : mit Berechnungshinweisen und Beispielen, 17. Aufl., Werner, Düsseldorf.

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

Wenk T. (2004): Einführung in die Erdbebenbemessung mit den neuen Tragwerksnormen, in: Erdbebenbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen, Tagungsband des SGEB-Fortbildungskurs vom 7. Okt. 2004, Zürich.

Erdbebensicherung von Bauwerken I

7. Bemessung und konstruktive Durchbildung von Hochbauten

Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Inhaltsübersicht

- 7.1 Methode der Kapazitätsbemessung**
- 7.2 Stahlbetontragwände**
- 7.3 Kapazitätsbemessung einer schlanken Stahlbetontragwand**
 - Vorgehen in 8 Schritten
- 7.4 Biegebemessung eines rechteckigen Stahlbetonquerschnitts**
- 7.5 Verhalten von Stahlbetontragwänden in Versuchen**
- 7.6 Nicht tragende Bauteile**

7.1 Methode der Kapazitätsbemessung

Besonderheiten der Erdbebenbeanspruchung

- Die Besonderheiten der Erdbebenbeanspruchung sind:
 - Beanspruchungen weit über den elastischen Bereich hinaus bis tief in den inelastischen Bereich
 - zyklische Beanspruchungen
- Zum Vergleich weisen die Beanspruchungen infolge der klassischen Einwirkungen Schwerelasten und Wind folgende Eigenschaften auf:
 - Beanspruchungen bleiben im Wesentlichen im elastischen Bereich
 - Beanspruchungen erfolgen monodirektional, d.h. sie erfolgen nur in eine Richtung, nämlich zunehmend.
- Diese wichtigen Unterschiede müssen bei der Bemessung berücksichtigt werden.
- Zentral ist die Bestimmung des zyklisch-plastischen Verformungsbedarfs unter Erdbebenbeanspruchung und die Sicherstellung des entsprechenden Verformungsvermögens der Bauteile.
- Zu diesem Zweck hat sich die Methode der Kapazitätsbemessung in den letzten Jahren mehr und mehr in den Erdbebennormen durchgesetzt.

Auswirkungen auf Stahlbetonbauteile

- Bei Stahlbetonbauteilen wirken sich die Besonderheiten der zyklisch-plastischen Erdbebenbeanspruchung gegenüber der Beanspruchung infolge Schwerelasten oder Wind folgendermassen aus:
- Biegezugzone/Biegedruckzone
 - Wechsel zwischen Zug- und Druckzone
 - Die auf Zug geflossenen Bewehrungsstäbe müssen zuerst wieder auf Druck fließen, bevor sich die Risse schliessen und der Beton wieder auf Druck mitwirkt.
- Schubbeanspruchung
 - Im Steg entstehen sich orthogonal kreuzende Risse.
 - Dadurch werden Stegbeton und Bügel wesentlich stärker beansprucht.
- Verbund
 - Der Verbund der Bewehrung wird durch die Hin- und Herbewegung viel ungünstiger beansprucht.
 - Die Betonüberdeckung platzt ab und schwächt den Verbund.
- Überfestigkeit
 - Infolge der grossen plastischen Verformungen wird die Überfestigkeit der Baustoffe über die nominellen Werte hinaus aktiviert.

Stahlbetontragwand unter zyklischer Beanspruchung

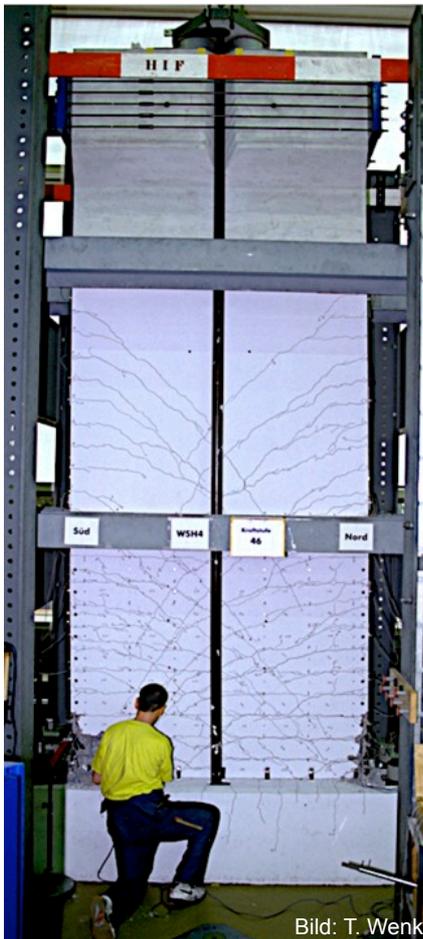


Bild: T. Wenk

Durch die horizontale Hin- und Herbewegung des Wandkopfes entstehen zwei sich orthogonal kreuzende Scharen von Rissen.

Stahlbetontragwand unter zyklischer Beanspruchung

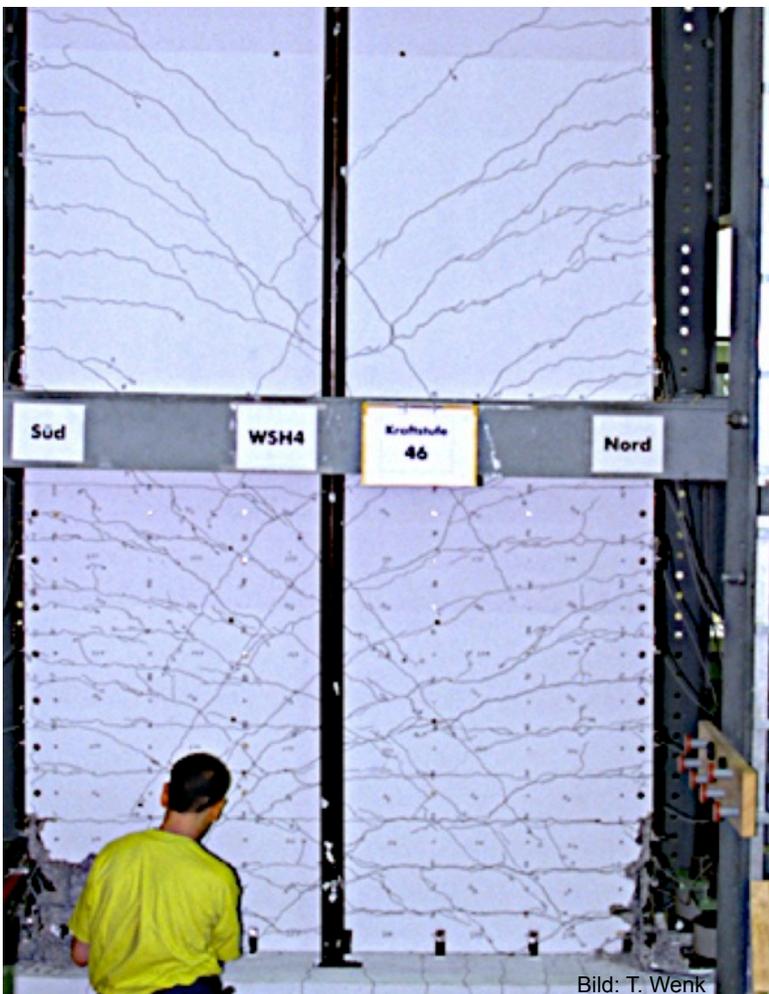


Bild: T. Wenk

Durch die horizontale Hin- und Herbewegung des Wandkopfes entstehen zwei sich orthogonal kreuzende Scharen von Rissen.

Methoden der Kapazitätsbemessung

Zielsetzung

Das Tragwerk soll sich unter dem Bemessungsbeben bei mehrfacher zyklischer inelastischer Beanspruchung genügend duktil verhalten, ohne dass irgendwo Versagen auftritt.

Vorgehen

- Die plastifizierenden Bereiche werden so festgelegt, dass ein geeigneter Mechanismus entsteht.
- Die plastifizierenden Bereiche werden so bemessen und konstruktiv durchgebildet, dass sie genügend duktil sind.
- Die übrigen Bereiche werden mit zusätzlichem Tragwiderstand versehen, damit sie elastisch bleiben, wenn die plastifizierenden Bereiche ihre Überfestigkeit (Kapazität) entwickeln.

nach Prof. Dr. h.c. Thomas Paulay, University of Canterbury, Christchurch, Neuseeland

Vergleich des Erdbebenverhaltens

konventionell bemessene Tragwerke	kapazitätsbemessene Tragwerke
Plastifizierungen sind mehr oder weniger überall möglich.	Plastifizierungen sind nur in bewusst gewählten plastifizierenden Bereichen möglich.
Der plastische Mechanismus ist zufällig und nicht näher bekannt.	Der plastische Mechanismus ist geeignet und bekannt.
Die lokale Duktilität in den plastifizierenden Bereichen ist sehr unterschiedlich und die globale Duktilität des Tragwerks ist im Allgemeinen gering und nicht näher bekannt.	Die lokale Duktilität in den plastifizierenden Bereichen und die globale Duktilität des Tragwerks sind aufeinander abgestimmt und entsprechen der für die Bemessung gewählten Duktilität.
Das Verhalten unter Erdbebeneinwirkung ist nicht näher bekannt.	Das Verhalten unter Erdbebeneinwirkung ist gut bekannt.
beschränkter Schutzgrad gegen Einsturz	hoher Schutzgrad gegen Einsturz

Tabelle 7.2 in [Bachmann 2002]

Plastische Mechanismen von Stahlbetontragwänden

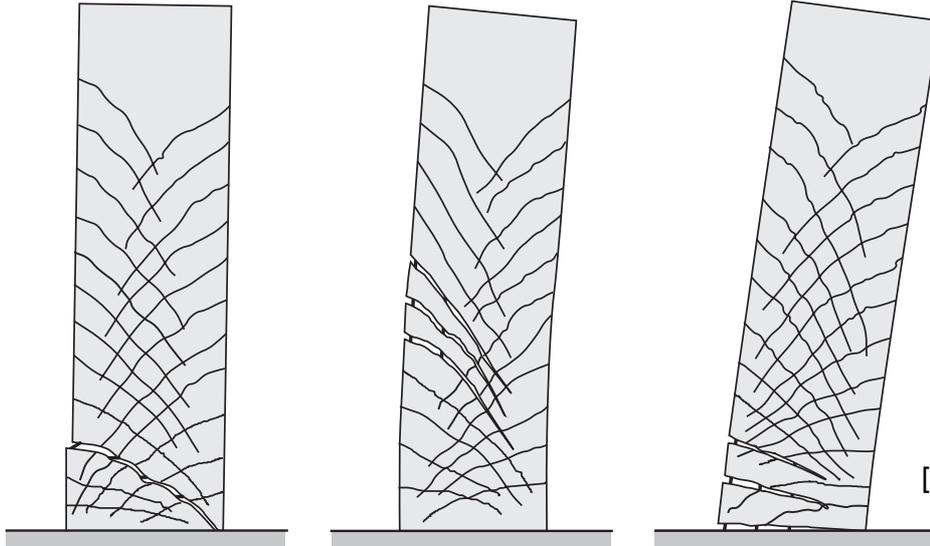


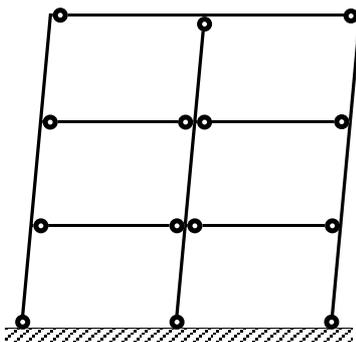
Bild 7.2 in
[Bachmann 2002]

ungeeignet:
Schubbruch am Wandfuss, da auf Schub kein duktiles Verhalten erzielt werden kann und das gesamte Verformungsvermögen gering bleibt.

ungeeignet:
Fliesen der Vertikalbewehrung dringt mehr oder weniger zufällig in die oberen Geschosse, obwohl duktile, konstruktive Durchbildung auf Wandfuss beschränkt.

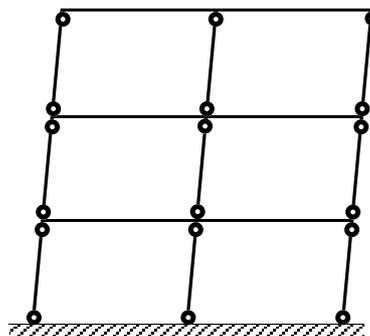
geeignet:
plastisches Biegegeelenk am Wandfuss, indem mit entsprechender konstruktiver Durchbildung ein duktiles Verhalten mit grossem Verformungsvermögen sichergestellt werden kann.

Plastische Mechanismen von Rahmen



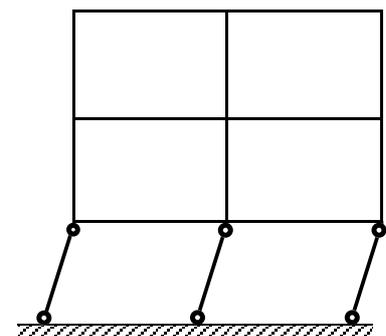
geeigneter Riegelmechanismus:

starke Stützen - schwache Riegel.
Die plastischen Gelenke sind primär in den Riegeln, wo dank geringer Normalkraft mit konstruktiver Durchbildung ein duktiles Verhalten sichergestellt werden kann.



ungeigneter Stützenmechanismus:

Die plastischen Gelenke in den Stützen sind ungünstig, da in den Stützen die Normalkraft (Druck) gross ist und dadurch kein duktiles Verhalten erzielt werden kann.



ungeeigneter Stockwerkmechanismus:

Konzentration des globalen Verschiebungsbedarfs auf ein einziges, horizontal flexibles Stockwerk bewirkt einen sehr hohen lokalen Duktilitätsbedarf in den Stützen.

Überfestigkeit

- Das Verhältnis zwischen effektiven und planmässigen Schnittkräften im plastifizierenden Bereich bei Erdbebenbeanspruchung wird als Überfestigkeit bezeichnet.
- Definition der Überfestigkeit gemäss SIA 262: $\varepsilon = M^+_{Rd}/M_d$
 - M^+_{Rd} : Biegewiderstand bei Überfestigkeit
 - M_d : Bemessungswert der Biegebeanspruchung
- Die wichtigsten Gründe für die Überfestigkeit sind:
 - Baustofffestigkeit
Verhältnis zwischen effektiver Fließgrenze und Bemessungswert der Fließgrenze: $f_{sk, \text{effektiv}} / f_{sd}$
Faktor: $\sim 1,3$
 - Widerstandsbeiwert $\gamma_M = \gamma_R \gamma_m$
Faktor: $\sim 1,2$
 - effektive Bewehrung \geq erforderliche Bewehrung wegen konstruktiven Gründen oder Minimalbewehrung massgebend
Faktor: 1,0 bis 1,3
 - Plastische Umverteilung der Schnittkräfte
Faktor: 0,8 bis 1,3
- Zusammen ergibt sich ein typischer Bereich für den Überfestigkeitsfaktor ε von 1,5 bis 2,0

7.2 Stahlbetontragwände

Konstruktionsarten von Stahlbetontragwänden

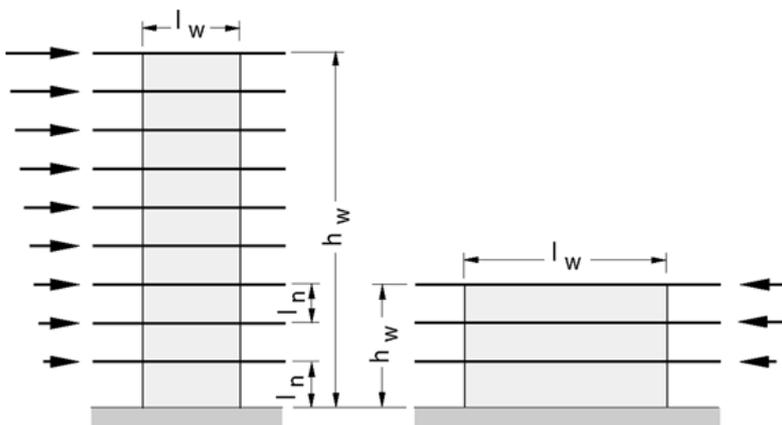


Bild 7.6 in [Bachmann 2002]

- Schlanke Tragwände (Bild links): Biegung dominierend: $h_w/l_w \geq 2$
- Gedrungene Tragwände (Bild rechts): Querkraft dominierend: $h_w/l_w < 2$
- Gemäss SIA 262 Ziffer 4.3.9.4.1 dürfen Tragwände ab einer Schlankheit von $h_w/l_w \geq 2$ nach dem duktilen Tragwerksverhalten bemessen werden.
- Zusammenwirkende Tragwände:
Verbindung durch biege- und schubweiche Decken
- Gekoppelte Tragwände:
Koppelung durch gedrungene biege- und schubsteife Riegel

Schlanke Stahlbetontragwände in Skelettbauten

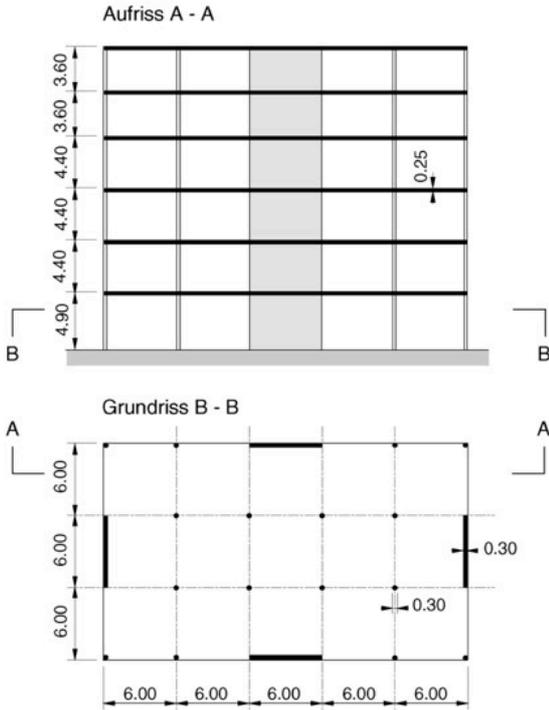


Bild 4.1 in [Bachmann 2002]

- Die Stahlbetontragwände sind kragarmartige, schlanke Wände, die vertikal über die ganze Gebäudehöhe laufen.
- Möglichst symmetrische Anordnung im Grundriß von mindestens zwei auseinander liegenden Wänden pro Richtung.
- Querschnitt der Wände rechteckig oder zusammengesetzt.
- Übrige Deckenbereiche mit dünnen Schwere- laststützen gestützt, die eine grosse Nutzungsfreiheit ermöglichen.
- Wände werden durch in ihrer Ebene steife Geschossdecken miteinander verbunden (Diaphragmawirkung).
- Abtragung der Erdbebenkräfte erfolgt durch Biegemomente und Querkräfte, d.h. wie durch Biegeträger.
- Wände sind relativ steif.
- Duktile Gestaltung der Wände durch Kapazitätsbemessung möglich.

Querschnittsformen von Stahlbetontragwänden

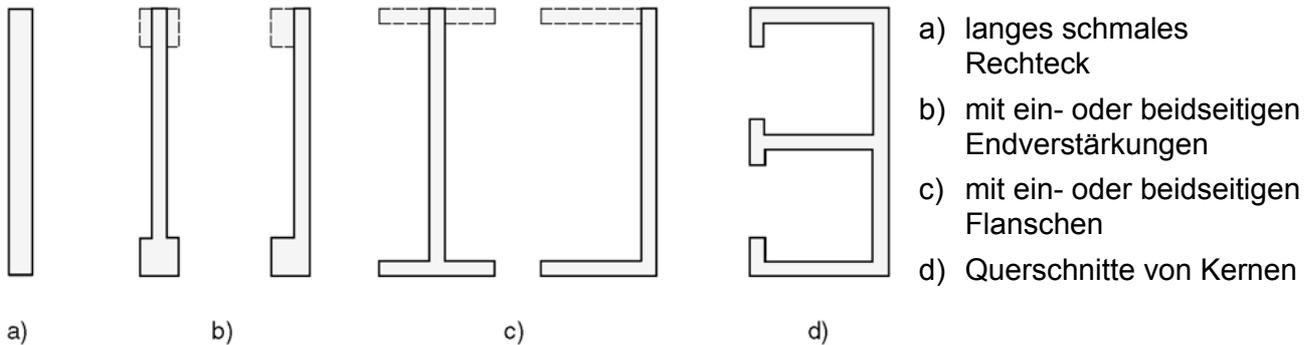


Bild 7.7 in [Bachmann 2002]

- Am günstigsten sind kompakte symmetrische Querschnitte mit Endverstärkungen (Randelemente). Die Druckzone unter zyklischer Erdbebenbeanspruchung bleibt auf die Randelemente begrenzt und die Bewehrung in der Zugzone erfährt eine grosse plastische Dehnung.
- Unsymmetrische Querschnitte sind generell ungünstig, da die Druckzone auf der Seite ohne Flansch oder Endverstärkung bis weit in den Querschnitt steigt. Die Bewehrung in der Zugzone erfährt nur eine geringe Dehnung und bleibt elastisch mit der Folge, dass die Krümmungsduktilität stark reduziert wird.
- Bei Querschnitten mit Flanschen oder Endverstärkungen können hohe Schubbeanspruchungen im Steg entstehen mit der Gefahr eines spröden Schubbruchs.

Versagensarten von Stahlbetontragwänden

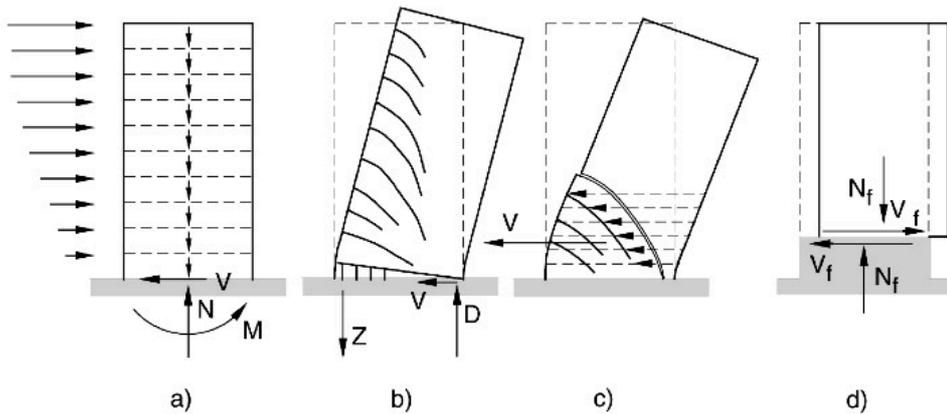


Bild 7.8 in
[Bachmann
2002]

- a) Kräfte und Reaktionen auf die Tragwand
 b) Biegeversagen
 c) Versagen auf schrägen Zug, d.h. Fließen der Bügel auf Zug
 d) Versagen auf Gleitschub, d.h. Gleiten entlang eines horizontalen Risses oder einer Arbeitsfuge
- Die Bemessung und konstruktive Gestaltung soll sicherstellen, dass sich ein Biegegelenk am Wandfuss mit möglichst grossem plastischen Verformungsvermögen ergibt.
 - Das Fließen der vertikalen Bewehrung im Biegegelenk ergibt die Duktilität.
 - Zu verhindern ist das vorzeitige Versagen auf schrägen Zug oder Gleitschub.

Versagensarten von Stahlbetontragwänden



Bild: T. Wenk

Schubbruch am Fuss einer wandförmigen Stütze beim Erdbeben von Kobe 1995

Versagensarten von Stahlbetontragwänden



Schubbruch am Fuss eines Liftkerns eines fünf-stöckigen MFH mit Stahlbetonkernen beim Erdbeben in L'Aquila 2009

(vergleiche Kap. 4 Folien 24/25: „Weiche Erdgeschosse vermeiden!“)

Versagensarten von Stahlbetontragwänden



siehe Detail auf nächster Folie



Druckversagen einer Stahlbetontragwand im Untergeschoss eines 24-stöckigen Hochhauses in Concepción, Chile 2010

Versagensarten von Stahlbetontragwänden



- Bügel mit 90°-Haken öffnen sich.
- Seitliche Vertikalstäbe nicht durch Bügel gehalten.
- Vertikalstäbe sind ausgeknickt.
- Beton der Druckzone zerbrochen.
- Bügelabstand mit 7-fachem Durchmesser der Vertikalstäbe für duktilen Verhalten zu gross.

[Beyer 2010]

**Druckversagen im
Untergeschoss eines 24-
stöckigen Hochhauses in
Concepción, Chile 2010**

Bild: T. Wenk

Versagensarten von Stahlbetontragwänden



Bild: T. Wenk

Bügel mit 90°-Haken öffnen sich.



Bild: T. Wenk

Bügel mit 135°-Haken öffnen sich nicht.

Versagensarten von Stahlbetontragwänden



Bild: T. Wenk

Umkippen eines Hochhauses mit Stahlbetontragwänden ähnlicher Bauart in Concepción, Erdbeben von Chile 2010

7.3 Kapazitätsbemessung einer schlanken Stahlbetontragwand

Vorgehen in 8 Schritten

- 1) Wahl des plastischen Mechanismus und Festlegung der Höhe des plastischen Bereichs
- 2) Biegebemessung im plastischen Bereich
- 3) Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich
- 4) Stabilisierung der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich
- 5) Schubbemessung im plastischen Bereich
- 6) Konstruktive Durchbildung der Querbewehrung im plastischen Bereich
- 7) Bemessung und konstruktive Durchbildung der elastisch bleibenden Bereiche
- 8) Bemessung der Untergeschosse und der Foundation

Das Vorgehen folgt primär der Norm SIA 262 (2003) *Betonbauten*. Als ergänzende Literatur wird [Dazio 2004], [Paulay 1992] und [Bachmann 2002] empfohlen.

Schritt 1: Wahl des plastischen Mechanismus und Festlegung der Höhe des plastischen Bereichs

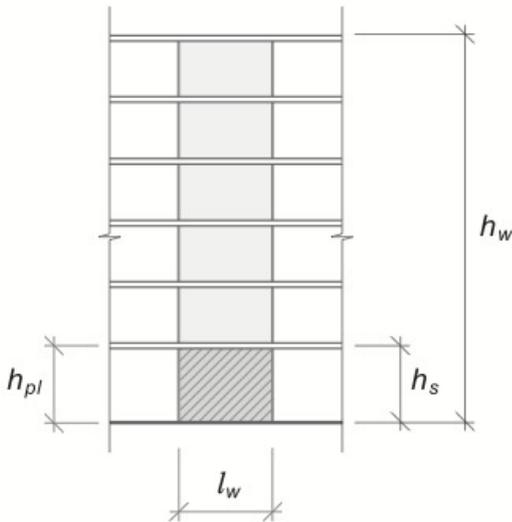


Bild 41 in [SIA 262 2003]

- Am Wandfuss soll ein plastisches Biegeelenk entstehen können.
- Für die Höhe des plastischen Bereichs h_{pl} gilt (SIA 262 Ziffer 5.7.1.1):
 - $h_{pl} > l_w$ und $h_{pl} \geq h_w/6$
 - Falls $h_s \geq 2l_w/3$ und $h_s \geq h_w/9$ sind, darf $h_{pl} = h_s$ angenommen werden.
- Über die Höhe h_{pl} ist die Querbewehrung besonders sorgfältig auszulegen für:
 - Stabilisierung der Vertikalbewehrung
 - Übertragung der Querkraft
 - Umschnürung des Betons
- Die Höhe h_{pl} trennt den plastischen Bereich am Wandfuss vom elastisch bleibenden Bereich der Wand in den oberen Geschossen.
- Für den plastischen Bereich gelten strengere Bemessungsregeln als für den elastisch bleibenden Bereich.

Schritt 2: Biegebemessung im plastischen Bereich

- Die Biegebemessung umfasst folgende drei Punkte:
 - Kontrolle Biege­widerstand
 - Kontrolle der Anordnung der vertikalen Bewehrung
 - Kontrolle der Wandstabilität
- Die Bemessung erfolgt für Biegung mit Normalkraft infolge der Bemessungssituation Erdbeben mit den Bemessungswerten M_d und N_d .
- Der Biege­widerstand wird konventionell gemäss Norm SIA 262 Ziffer 4.3.2 bestimmt.
- Ein einfaches Bemessungsverfahren für rechteckige Querschnitte befindet sich in Kapitel 7.4.
- Die Kontrolle der Anordnung der vertikalen Bewehrung kann nach den konstruktiven Bestimmungen in der Norm SIA 262 für duktile Wände in Kombination mit den Regeln für Druckglieder erfolgen (siehe nächste Folie).
- Zur Kontrolle der Wandstabilität gibt es keine Bestimmungen in der Norm SIA 262. Es empfiehlt sich, die Empfehlungen in [Paulay 1992] oder [Bachmann 2002] zu beachten (siehe übernächste Folie).

Schritt 2: Biegebemessung im plastischen Bereich

Kontrolle der Anordnung der vertikalen Bewehrung

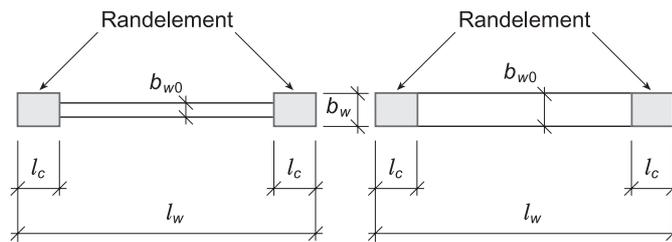
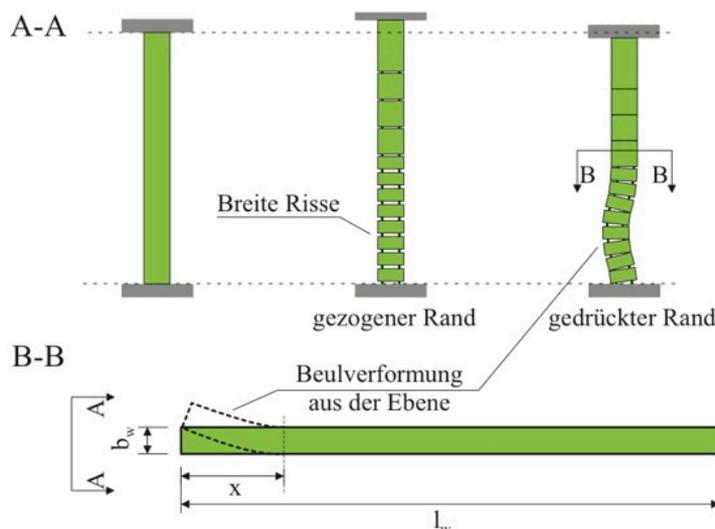


Bild 42 in [SIA 262 2003]

- In den Randelement (Umschnürungsbereich) gilt SIA 262 Ziffer 5.5.4:
 - minimaler Bewehrungsgehalt: $\rho_e \geq 0,6\%$
 - maximaler Bewehrungsgehalt: $\rho_e \leq 8\%$
 - Abstand der Bewehrungsstäbe: $s_{max} \leq \min(300 \text{ mm}, 2b_w)$.
- Zwischen den Randelementen (Stegbereich) gilt SIA 262 Ziffer 5.7.1.3:
 - minimaler Bewehrungsgehalt: $\rho_w \geq 0,2\%$
 - Abstand der Bewehrungsstäbe: $s_{max} \leq \min(250 \text{ mm}, 25 \varnothing)$.
- Empfehlungen gemäss Dokumentation SIA D 0171 (2002) Abschnitt G6.7:
 - Bewehrungsgehalt in den Randbereichen: $\rho_e \leq 4\%$
 - Bewehrungsgehalt in den Stegbereichen: $0,3\% \leq \rho_w \leq 0,5\%$
 - gesamter Bewehrungsgehalt: $0,3\% \leq \rho_t \leq 1\%$

Schritt 2: Biegebemessung im plastischen Bereich

Kontrolle der Wandstabilität



x: Abstand der neutralen Achse von der Druckkante

l_w : Wandlänge

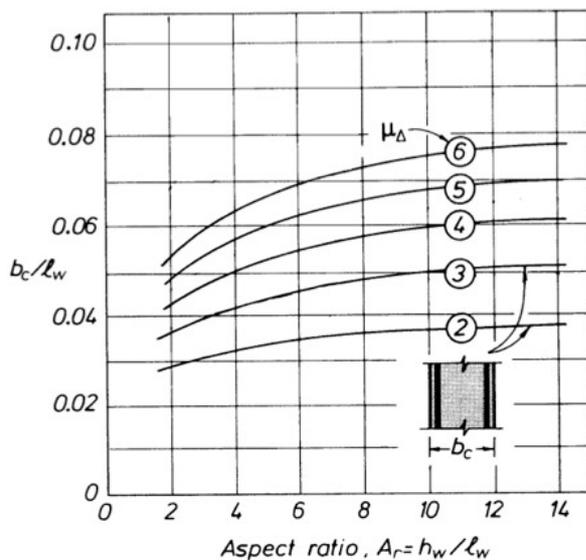
b_w : Wanddicke

Bild G.24 in [SIA 0171]

- Die Gefahr des seitlichen Ausbeulens der Druckzone ist infolge der zyklischen inelastischen Beanspruchungen grösser als bei mono-direktionaler Beanspruchung.
- Insbesondere ist die Druckbeanspruchung bei noch offenen Rissen kritisch. Die im vorangegangenen Zyklus auf Zug geflossenen Bewehrungsstäbe müssen zuerst wieder auf Druck fließen, bevor sich die Risse schliessen und der Beton stabilisierend mitwirkt.

Schritt 2: Biegebemessung im plastischen Bereich

Kontrolle der Wandstabilität



μ_{Δ} : Verschiebeduktilität
 h_w : gesamte Höhe der Wand
 l_w : Wandlänge
 b_c : kritische Wanddicke
 b_w : Wanddicke soll $\geq b_c$ sein.

[Paulay 1992] und
 Bild G.24 in [SIA 0171]

- In [Bachmann 2002] wird das folgende einfache Vorgehen empfohlen:
 - überprüfen, ob folgende Bedingung erfüllt ist: $x \leq 4b_w$
 - falls nicht der Fall, soll die Wanddicke b_w über mindestens die Wandlänge $x/2$ auf $b_w \geq l_n/12$ mit Randelementen verstärkt werden, wobei l_n die lichte Wandhöhe ist.
- In der Norm SIA 262 (2003) fehlt die Kontrolle der Wandstabilität.

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich

- Ziel dieses Schrittes ist sicherzustellen, dass die vorhandene Krümmungsduktilität ausreicht für die angenommene Verschiebungsduktilität bei der Bemessung.
- Zu diesem Zweck werden die Betondruckzonen, d.h. die Endbereiche des Wandquerschnittes mit Bewehrung umschnürt.
- Gemäss Norm SIA 262 wird die Krümmungsduktilität einer Stahlbetontragwand dadurch sichergestellt, dass die so genannten Randelemente des Querschnitts gleich wie plastische Bereiche in Stützen umschnürt werden.
- Diese Regelung in der Norm SIA 262 führt in der Regel zu einer sehr kräftigen Umschnürungsbewehrung, die wesentlich grösser ist als die Empfehlungen in [Paulay 1992] oder in [NSZ 95].
- Es wird empfohlen, die Umschnürungsbewehrung nach den Regeln in [NSZ 95] auszulegen.

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich

Vorgehen gemäss Norm SIA 262

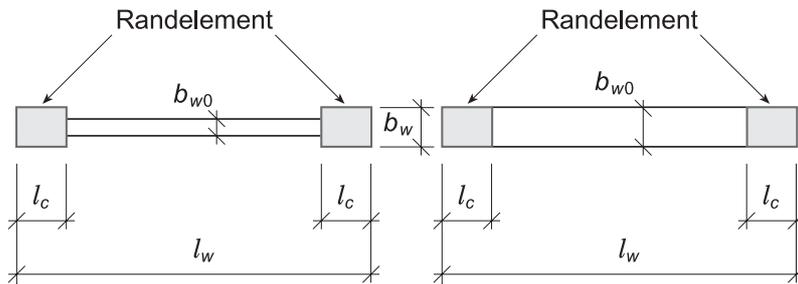


Bild 42 in [SIA 262 2003]

- In die Randelemente ist eine Umschnürungsbewehrung gemäss Gleichung (94) einzulegen:

$$\omega_c \geq 0,25 \left(\frac{A_c}{A_{cc}} \right) \left(\frac{-N_d}{A_c f_{cd}} - 0,08 \right) \geq 0,08$$

- Die Abmessungen der Randelemente werden folgendermassen bestimmt:

- Dicke des Randelements $b_w \geq 200$ mm und $b_w \geq h_s / 15$.
- Länge des Randelements $l_c \geq 300$ mm und $l_c \geq l_w / 10$.
 l_c soll jedoch mindestens der Länge der Druckzone entsprechen, die eine Stauchung $> \epsilon_{c1d} = 0,2\%$ erfährt.

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich

Vorgehen gemäss [Bachmann 2002]

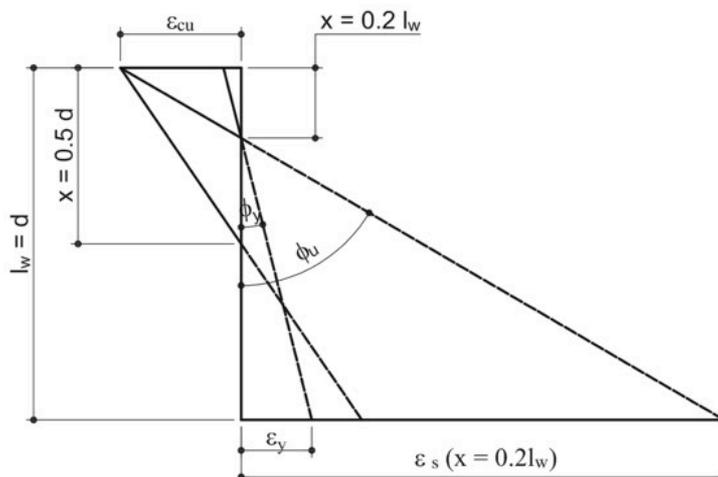


Bild 7.14 in [Bachmann 2002]

- Bis zu so genannter beschränkter Duktilität ($\mu_{\Delta} \leq 3$) genügt es, die Lage der neutralen Achse x zu verifizieren.
- Falls $x \leq 0,2 l_w$ ist, genügt die vorhandene Krümmungsduktilität und es darf auf eine Umschnürungsbewehrung verzichtet werden.
- Falls $x > 0,2 l_w$ ist, muss eine Umschnürungsbewehrung gemäss [NSZ 95] eingelegt werden.

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich

Vorgehen gemäss [NSZ 95]

- Vorerst wird die Lage der neutralen Achse x unter Berücksichtigung der Überfestigkeit der Bewehrung nicht aber des Betons bestimmt.
- Ist $x \leq x_c$ dann ist keine Umschnürungsbewehrung erforderlich. Die kritische Lage x_c der neutralen Achse ist abhängig vom Vergrößerungsfaktor für die Überfestigkeit ε und der Verschiebeduktilität μ_Δ :
 $x_c = 0,3 (\varepsilon/\mu_\Delta) l_w$
- Ist $x > x_c$ dann ist eine Umschnürungsbewehrung auf mindestens eine Länge αx der Druckzone erforderlich.
 Mit $\alpha = 1 - 0,7 (x_c/x) \geq 0,5$
- Die Bestimmung der erforderliche Querschnittsfläche A_{sh} der Umschnürungsbewehrung, die innerhalb der Länge αx der Druckzone zu platzieren ist, folgt auf der nächsten Folie.

Schritt 3: Sicherstellung der Krümmungsduktilität im plastischen Bereich

Vorgehen gemäss [NSZ 95]

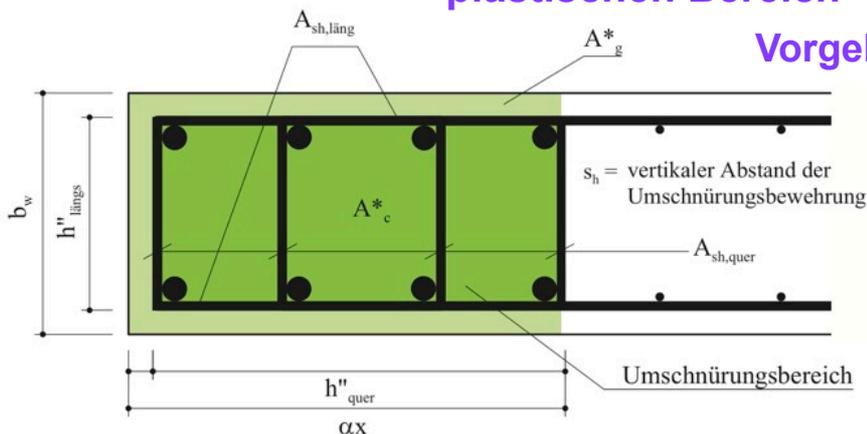


Bild G.25 in [SIA 0171]

$$\frac{A_{sh}}{s_h \cdot h''} = \left(\frac{\mu_\Delta}{40} + 0.1 \right) \cdot \frac{A_g^*}{A_c^*} \cdot \frac{f_c}{f_{yb}} \cdot \left(\frac{x}{l_w} - 0.07 \right)$$

A_{sh} : Querschnittsfläche der Umschnürungsbewehrung in der betrachteten Richtung

s_h : Vertikaler Abstand der Umschnürungsbewehrung

h'' : Seitenlänge des umschnürten Betonkerns senkrecht zur betrachteten Richtung

A_g^* : Brutto-Fläche des Umschnürungsbereichs: $A_g^* = b_w \cdot (\alpha \cdot x)$

A_c^* : Fläche des umschnürten Betonkerns: $A_c^* = h''_{\text{quer}} \cdot h''_{\text{längs}}$

f_{yb} : Fließgrenze der Umschnürungsbewehrung

Schritt 4: Stabilisierung der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich

- Unter Erdbebenbeanspruchung findet in der Biegezugzone/Biegedruckzone ein zyklischer Wechsel zwischen Zug- und Druckzone statt.
- Beim Wechsel auf Druck werden zuerst nur die vorher auf Zug geflossenen Bewehrungsstäbe zusammengedrückt und müssen wieder auf Druck fließen, bevor sich die Risse schliessen und der Beton wieder auf Druck mitwirkt.
- Es besteht die Gefahr des frühzeitigen Ausknickens der Vertikalbewehrung.
- Und beim Strecken unter Zugbeanspruchung im nächsten Zyklus reisst typischerweise die vorher ausgeknickte Vertikalbewehrung.
- Zum Schutz vor dem Ausknicken ist die Vertikalbewehrung mit Bügeln zu stabilisieren und zwar in folgendem Bereich:
 - nach SIA 262 im Bereich der Randelemente (siehe Bild 42)
 - nach [Paulay 1992] und [Bachmann 2002] dort, wo der lokale Längsbewehrungsgehalt $\rho_l \geq 3\text{MPa}/f_y \approx 0,6\%$

Schritt 4: Stabilisierung der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich

Beispiele für Stabilisierung der Vertikalbewehrung

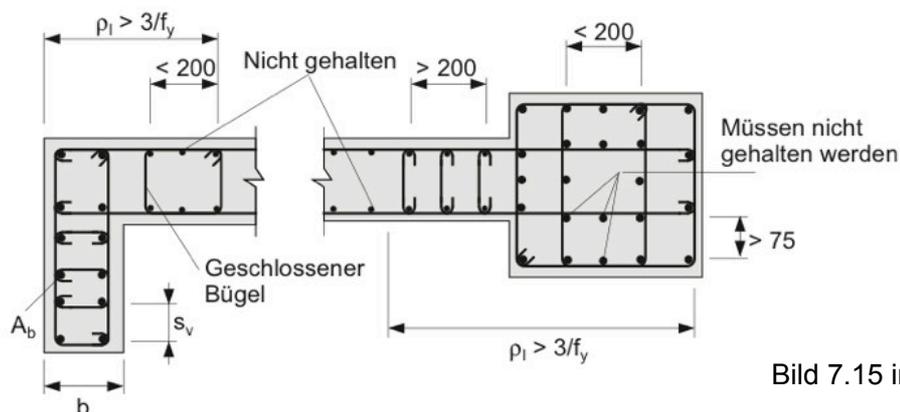


Bild 7.15 in [Bachmann 2002]

- In den Randelementen, bzw. dort wo $\rho_l \geq 0,6\%$, müssen die Vertikalstäbe mit einer 90° -Abbiegung oder einem 135° -Endhaken gehalten werden:
 - Bügelabstand $s_h \leq \min(150 \text{ mm}, 6\varnothing_{sl})$.
 - Bügeldurchmesser $\varnothing_{sl} \leq 0,35 \varnothing_{l, \max}$
- Zwischenstäbe zwischen Vertikalstäben im Abstand $< 200 \text{ mm}$ müssen nicht gehalten werden.

Schritt 5: Schubbemessung im plastischen Bereich

- Das Biegemoment bei Plastifizierung am Wandfuss wird infolge Überfestigkeit erheblich grösser als das ursprüngliche Bemessungsmoment infolge Erdbeben.
- Die Querkraftbeanspruchung in der Wand steigt ebenfalls ungefähr proportional zum Anstieg des Biegemoments an.
- In der Folge erhöht sich die Gefahr eines spröden Schubbruches, was durch die Schubbemessung für eine erhöhte Querkraft V_d^+ verhindert wird.
- Der erhöhte Bemessungswert der Querkraft wird wie folgt berechnet (SIA 262 Ziffer 4.3.9.4.3): $V_d^+ = \varepsilon \kappa V_d$

V_d : Bemessungswert der Querkraft

ε : Vergrößerungsfaktor zur Berücksichtigung der Überfestigkeit

$$\varepsilon = M_{Rd}^+ / M_d$$

M_{Rd}^+ : Biege­widerstand bei Überfestigkeit

M_d : Bemessungswert der Biegebeanspruchung

κ : Vergrößerungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses höherer Eigenschwingungsformen

$$\kappa = 0,9 + n/10 \leq 1,5$$

n : Anzahl Geschosse

Schritt 5: Schubbemessung im plastischen Bereich

- Die Schubbemessung für den erhöhten Bemessungswert der Querkraft V_d^+ erfolgt gemäss SIA 262 Ziffer 4.3.3:
 - Querkraftbewehrung (Zug-Schubbruch): $V_d^+ \leq V_{Rd,s}$
 - Steg­beton (Druck-Schubbruch): $V_d^+ \leq V_{Rd,c}$
 - Der Widerstand $V_{Rd,c}$ ist mit $k_c = 0,4$ gemäss SIA 262 Ziffer 4.2.1.7 zu berechnen.

- Nach SIA 262 erfolgt kein Nachweis des Gleitschubs. [Paulay 1992] empfiehlt zur Verhinderung des Gleitschub­bruchs folgende Bedingung für die Vertikalbewehrung einzuhalten:

$$A_{sl} \geq (V_d^+ - \mu N_d) / \mu f_{sk}$$

A_{sl} : Querschnittsfläche der Vertikalbewehrung

μ : Reibungsbeiwert der Riss­oberfläche, normalerweise $\mu = 1$

f_{sk} : charakteristischer Wert der Fließgrenze der Bewehrung

- Nach SIA 262 Ziffer 5.7.1.3 muss die Mindestbewehrung 0,2% betragen. Es wird jedoch empfohlen, eine minimale Bügelbewehrung von 0,3% im plastischen Bereich vorzusehen.

Schritt 6: Konstruktive Durchbildung der Querbewehrung im plastischen Bereich

- Die Querbewehrung hat folgende drei Zwecke:
 - die Längsbewehrung zu stabilisieren
 - die Betondruckzone in den Endbereichen zu umschüren
 - die Querkraft zu übertragen.
- Die gleiche Querbewehrung kann für die drei Zwecke gleichzeitig eingesetzt werden.
- Die jeweils erforderlichen Querschnitte müssen nicht summiert werden, sondern es genügt die Querbewehrung auf den kritischsten der drei Zwecke auszulegen [Paulay 1992].
- In der Norm SIA 262 (2003) wird nicht zwischen den drei Zwecken unterschieden. Die Querbewehrung im plastischen Bereich von Wänden hat nach den Regeln für Stützen zu erfolgen (Ziffer 5.7.2).
 - Bügelabstand $s_h \leq \min(150 \text{ mm}, 6\phi_{sl})$.
 - Bügeldurchmesser $\leq 0,35 \phi_{sl, \max}$
 - Abstand des ersten Umschnürungsbügels vom Endquerschnitt $\leq 50 \text{ mm}$

Schritt 6: Konstruktive Durchbildung der Querbewehrung im plastischen Bereich

Beispiele für die Querbewehrung im Endbereich von Tragwänden

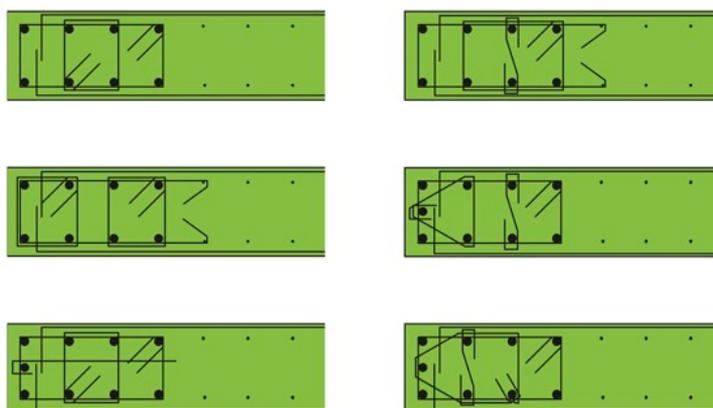


Bild G.26 in [SIA 0171]

- Immer 90°-Abbiegung oder 135°-Endhaken zur Stabilisierung der Längsbewehrung verwenden.
- 90°-Endhaken sind ungeeignet, da sie sich unter Erdbebenbeanspruchung öffnen.
- Schubbewehrung der Wand kann im Endbereich mit 90°-Endhaken verankert werden.

Schritt 7: Bemessung und konstruktive Durchbildung der elastisch bleibenden Bereiche

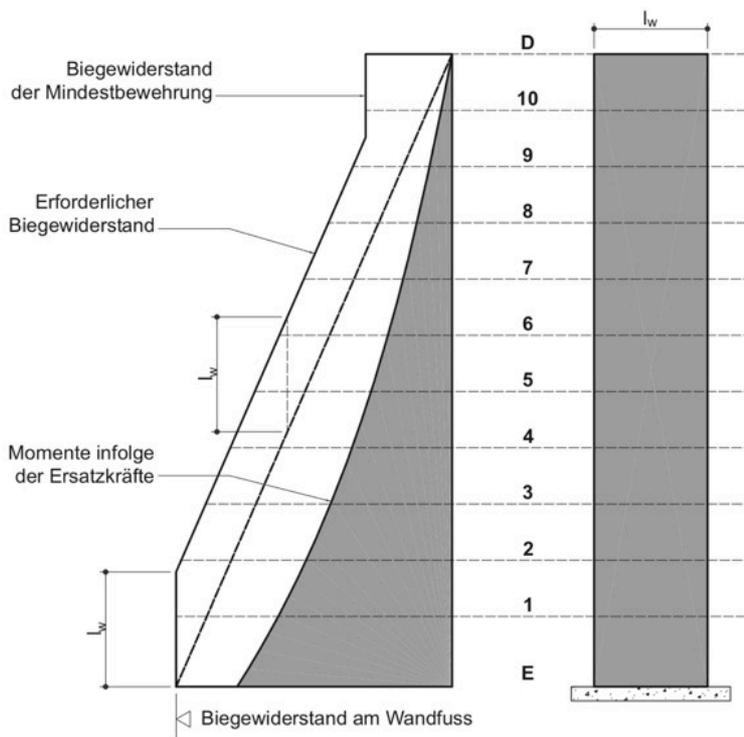


Bild 7.16 in [Bachmann 2002]

- Die Bemessung und die konstruktive Durchbildung der elastisch bleibenden Bereichen erfolgt konventionell.
- Die Abstufung des Biege- und Schubwiderstandes soll linear erfolgen (siehe Bild links).
- Die Schubbemessung erfolgt konventionell jedoch für die Querkraft mit Überfestigkeit: $V^+_d = \epsilon \cdot V_d$
- Der Widerstand $V_{Rd,c}$ ist mit $k_c = 0,6$ gemäss SIA 262 Ziffer 4.2.1.7 zu berechnen.
- Horizontale Bewehrung muss mindestens 25% der vertikalen Bewehrung erreichen. (SIA 262 Ziffer 5.5.4.11)

Schritt 8: Bemessung der Untergeschosse und der Fundation

- Die Untergeschosse und die Fundation inkl. Baugrund gehören zu den elastisch bleibenden Bereichen.
- Die Bemessung erfolgt konventionell jedoch für die Schnittkräfte mit Überfestigkeit beim Biegemoment und bei der Querkraft. Bei der Normalkraft ist der übliche Bemessungswert zu berücksichtigen.
- Bemessungsschnittkräfte: M^+_{Rd}, V^+_d, N_d
- Die resultierenden Schnittkräfte sind auch bei schlanken Wänden gross und bedingen meist Untergeschosse, die als steifen Kasten ausgebildet sind.
- Konzeptionelle Empfehlungen für die Fundation:
 - einheitliche Fundation
 - steife Fundation, so dass Baugrund gleichmässig beansprucht wird.
 - Fundation auf stark inhomogenen Baugrund vermeiden.

Vergleich der Kapazitätsbemessung mit der konventioneller Bemessung



Kapazitäts-
bemessung

konventionelle
Bemessung

- Bewehrung des Wandfusses für gegebene Erdbebeneinwirkung:
 - links kapazitätsbemessen mit $q = 4$ und duktilem Tragwerksverhalten
 - rechts konventionell mit $q = 2$ und nicht duktilem Tragwerksverhalten
- Enge Querbewehrung im Randbereich bei Kapazitätsbemessung.
- Kein Stoss der Vertikalbewehrung im plastischen Bereich bei Kapazitätsbemessung!
- Die Kapazitätsbemessung spart insgesamt Bewehrung ein.

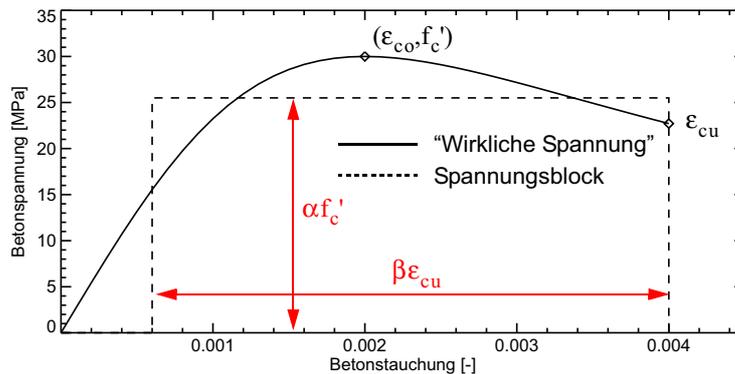
7.4 Biegebemessung eines rechteckigen Stahlbetonquerschnitts

- Für die Biegebemessung im plastischen Bereich (Schritt 2) und in den elastisch bleibenden Bereichen (Schritt 7) wird der Tragwiderstand von Stahlbetonquerschnitten unter kombinierter Beanspruchung infolge Biegemoment und Normalkraft benötigt.
- Der Tragwiderstand kann mit kommerziellen Computerprogrammen berechnet oder mit Interaktionsdiagrammen bestimmt werden basierend auf den Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Betons und des Bewehrungsstahls, wie sie z.B. in der Norm SIA 262 oder im Merkblatt SIA 2018 definiert sind.
- Mit vereinfachenden Berechnungsannahmen kann der Tragwiderstand direkt mittels der Gleichgewichtsbedingung bestimmt werden. Als Beispiel dazu dient die Excel-Datei *Dazio_2008_QS_Widerstand.xls*, worin dies für rechteckige Stahlbetonquerschnitte gelöst ist.

Biegebemessung eines rechteckigen Stahlbetonquerschnitts

Vereinfachende Berechnungsannahmen

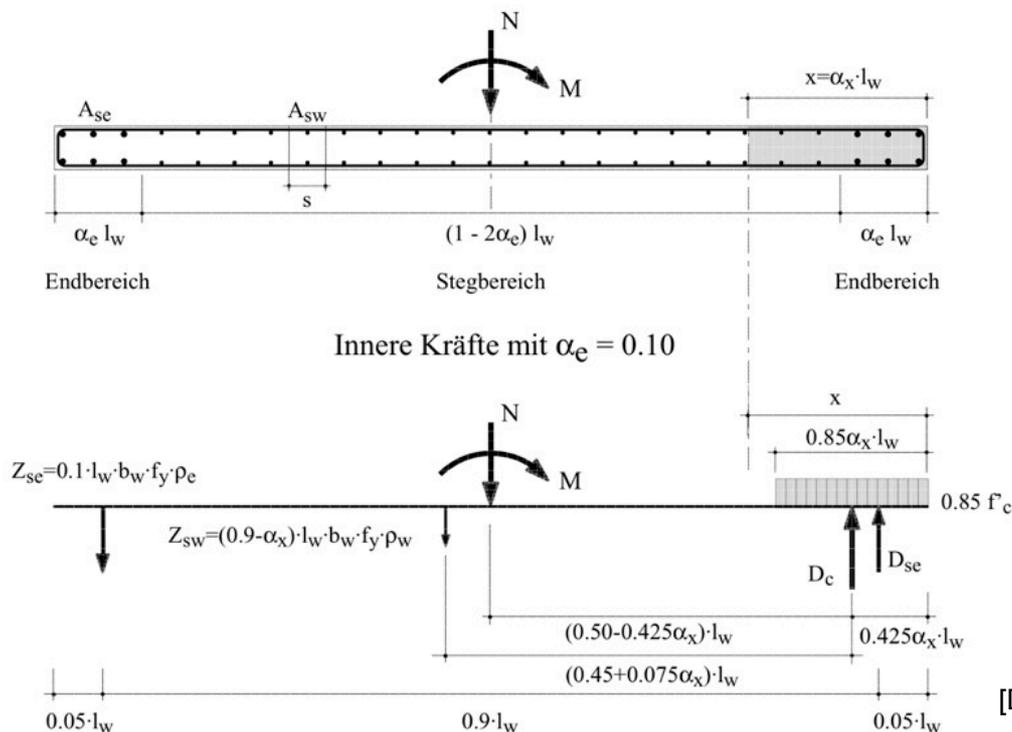
- Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bewehrungsstahl ist linear-elastisch und ideal-plastisch.
- Die Bewehrung in den Endbereichen des Wandquerschnitts fließt auf Zug in der Zugzone bzw. auf Druck in der Druckzone.
- Die Bewehrung im Stegbereich des Wandquerschnitts fließt auf Zug in der Zugzone. In der Druckzone im Stegbereich wird sie vernachlässigt.
- Die Betonspannungen werden in der Zugzone vernachlässigt und in der Druckzone werden mit einem äquivalenten rechteckigen Spannungsblock modelliert (Parameter $\alpha = 0,85$ und $\beta = 0,85$ für nicht umschnürten Beton).



[Dazio 2007]

Berechnungsgrößen des rechteckigen Stahlbetonquerschnitts

- Berechnungsgrößen und Aufteilung des Querschnitts in Steg- und Endbereiche
- siehe Excel-Datei: *Dazio_2008_QS_Widerstand.xls*



[Dazio 2007]

Berechnungsgrößen des rechteckigen Stahlbetonquerschnitts

- siehe Excel-Datei: *Dazio_2008_QS_Widerstand.xls*

$$\text{Gesamtbewehrungsgehalt: } \rho_t = \frac{A_{st}}{b_w \cdot l_w}, \quad \omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_y}{f_c'}$$

$$\text{Stegbewehrungsgehalt: } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}, \quad \omega_w = \rho_w \cdot \frac{f_y}{f_c'}$$

$$\text{Endbewehrungsgehalt: } \rho_e = \frac{A_{se}}{\alpha_e \cdot b_w \cdot l_w}, \quad \omega_e = \rho_e \cdot \frac{f_y}{f_c'}$$

$$\text{Bezogene Normalkraft: } n = \frac{N}{l_w \cdot b_w \cdot f_c'}$$

$$\text{Bezogenes Biegemoment: } m = \frac{m}{l_w^2 \cdot b_w \cdot f_c'}$$

Gleichgewichtsbedingungen eines rechteckigen Stahlbetonquerschnitts

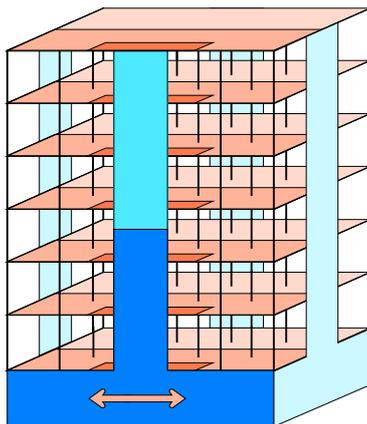
- Mit der Gleichgewichtsbedingung über die Normalkräfte $\Sigma N = 0$ kann die Lage der neutralen Achse $x = \alpha_x l_w$ bestimmt werden:

$$\alpha_x = \frac{n + (1 - \alpha_e) \cdot \omega_w}{0.85^2 + \omega_w}$$

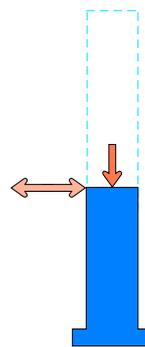
- Der bezogene Biegezugwiderstand m des Querschnitts wird anschliessend mit der Gleichgewichtsbedingung der Momente z.B. bezüglich des äusseren Rands der Druckzone bestimmt:

$$m = \left(\frac{1 - \alpha_e}{2} \right) \cdot \omega_t + (0.5 - 0.425 \cdot \alpha_x) \cdot n + \left[\frac{\alpha_e - \alpha_e^2}{2} + 0.425 \cdot (\alpha_e - 1) \cdot \alpha_x - 0.075 \cdot \alpha_x^2 \right] \cdot \omega_w$$

7.5 Verhalten von Stahlbetontragwänden in Versuchen



Wirklichkeit



Versuch

- **Zyklisch-statische Versuche an grossen Stahlbetonwänden [Dazio 1999]**
- **Die Versuchswände bilden den unteren Teil einer Tragwand in einem sechsgeschossigen Gebäude im Massstab 1:2 ab.**
- **Abmessungen der Versuchswände: $h_w = 5$ m, $l_w = 2$ m, $b_w = 0,15$ m**
- **Mit diesen Abmessungen können die Versuche auch im Massstab 1:1 interpretiert werden.**

Verhalten von Stahlbetontragwänden in Versuchen



Bild: T. Wenk

**4 von total 6 Wänden
nach den Versuchen**

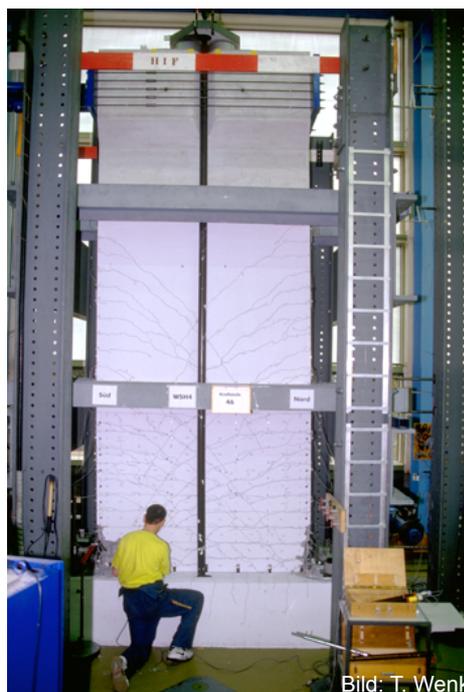
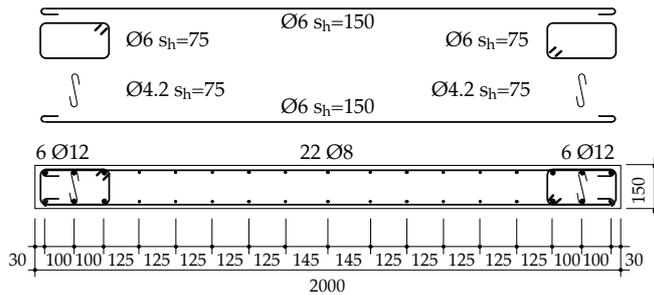


Bild: T. Wenk

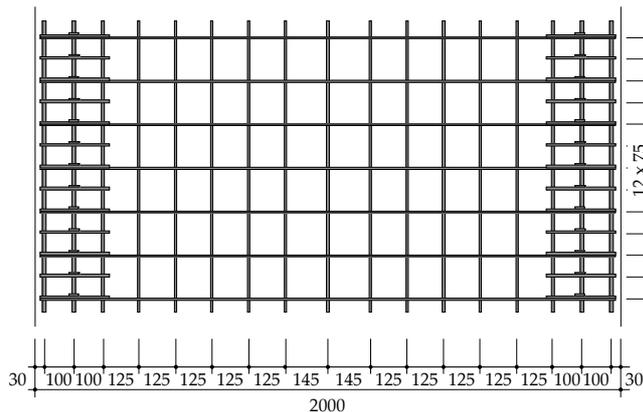
Versuchseinrichtung

Referenzwand WSH3

WSH3, Grundriss



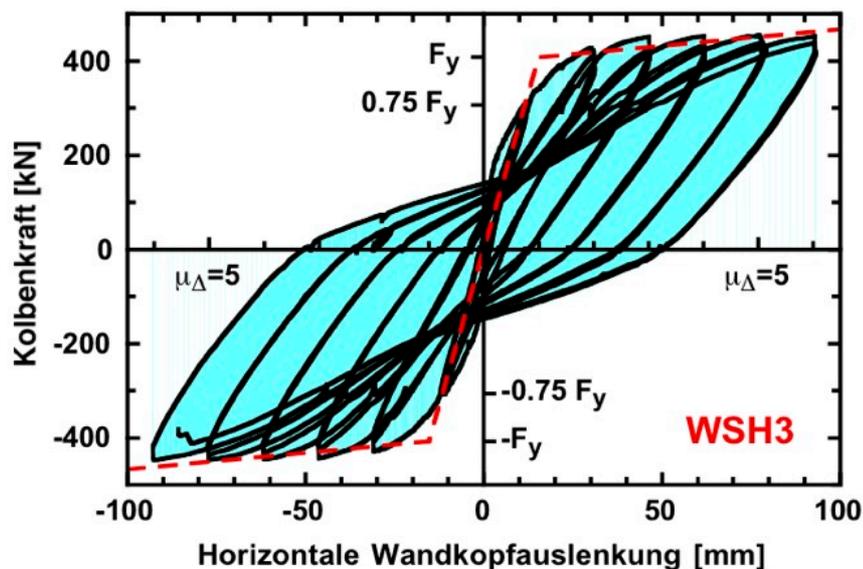
WSH3, Ansicht



- Bewehrung im plastischen Bereich der Referenzwand WSH3.
- Die Referenzwand WSH3 wurde nach der Methode der Kapazitätsbemessung für duktilen Verhalten ausgelegt.
- Als Bewehrung wurde ein spezieller „Erdbeben“-Stahl verwendet, der etwa dem heutigen Betonstahl C gemäss Norm SIA 262 entspricht.
- Totale Bewehrungsgehalt vertikal: 0,82 %

[Dazio 1999]

Referenzwand WSH3



[Dazio 1999]

- Die Referenzwand zeigte ein sehr gutes duktilen Verhalten.
- Erreicht wurde eine Verschiebeduktilität von $\mu_{\Delta} = 6$.

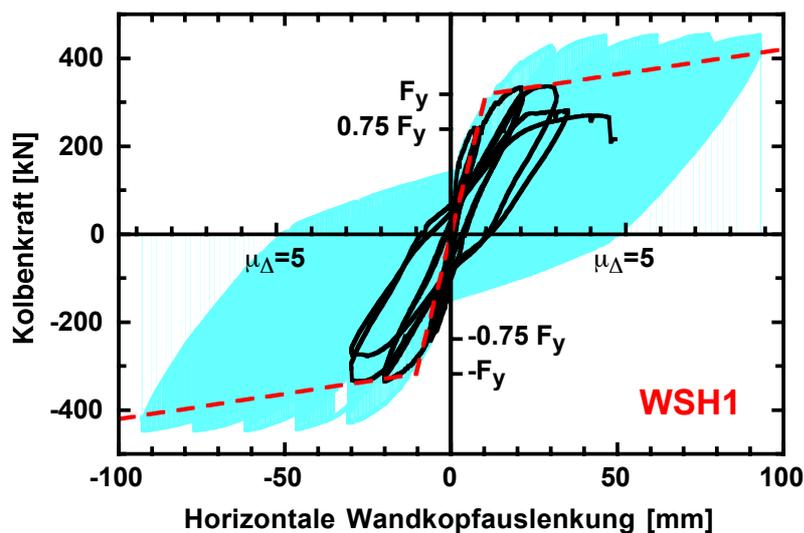
Referenzwand WSH3



- Versagen trat bei einer Verschiebeduktilität von $\mu_{\Delta} = 6$ ein.
- Die Längsbewehrung ist dort auf Zug gerissen, wo sie im vorherigen Zyklus auf Druck ausgeknickt war.

Bild: T. Wenk

Einfluss der Duktilität des Betonstahls



[Dazio 1999]

- Für die Wände WSH1 und WSH2 wurde als Bewehrung kalt verformtes Ringmaterial aus normaler Produktion gemäss Norm SIA 162 (1989) verwendet.
- Durchmesser und Abstände der Bewehrung blieben gleich wie bei WSH3.
- Gegenüber der Referenzwand WSH3 (grün hinterlegt) wurde ein wesentlich weniger duktiler Verhalten erzielt.

Einfluss der Duktilität des Betonstahls

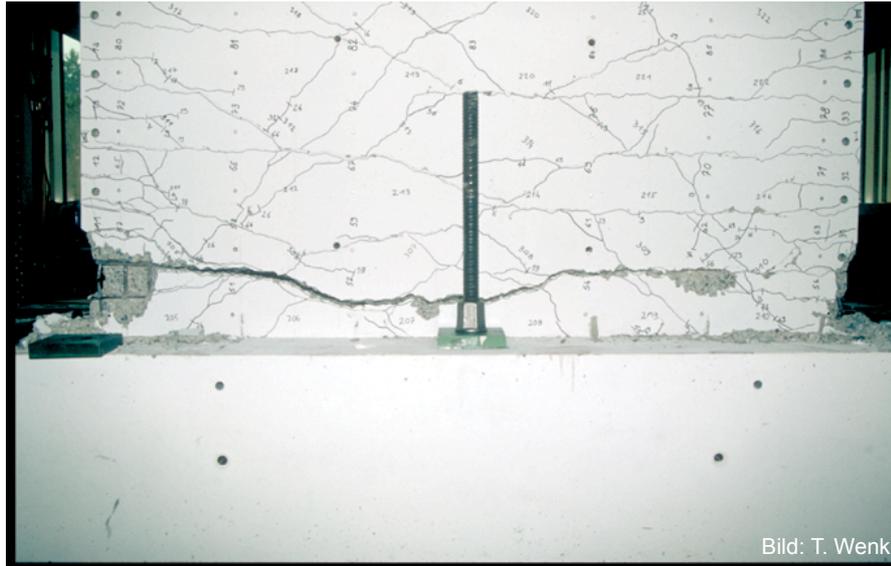
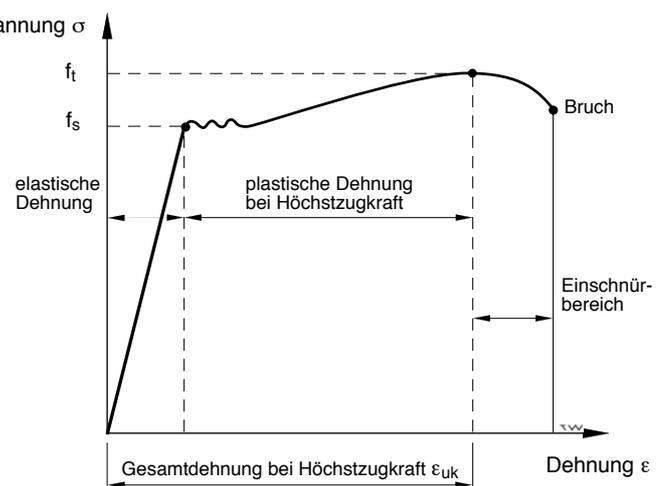


Bild: T. Wenk

- Bei den Wänden WSH1 und WSH2 bildete sich ein grober Riss am Wandfuss als Folge der ungenügenden Duktilität der Bewehrung (im Bild WSH2).
- Verhältnis Zugfestigkeit / Fließgrenze:
 $f_t/f_s = 1,13$ im Endbereich und $f_t/f_s = 1,03$ im Stegbereich
- Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft:
 $\epsilon_{uk} = 4,5\%$ im Endbereich und $\epsilon_{uk} = 1,8\%$ im Stegbereich

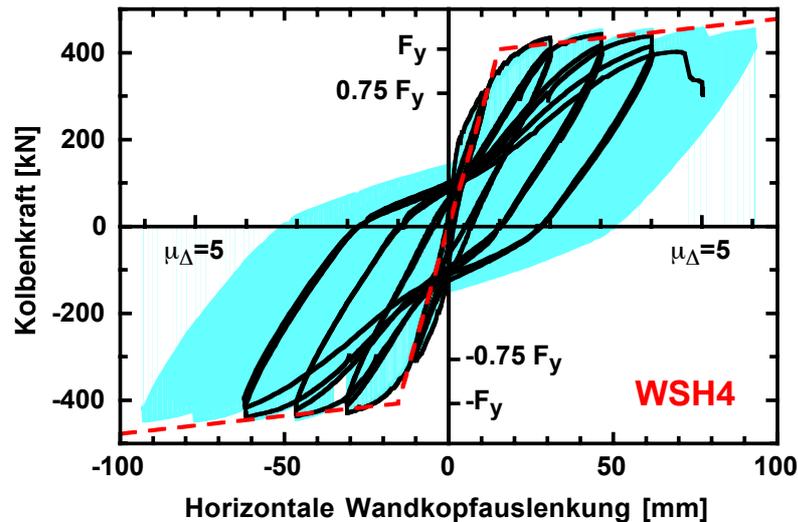
Einfluss der Duktilität des Betonstahls

Betonstahl	B500A	B500B	B450C
Verhältnis Zugfestigkeit / Fließgrenze: f_t/f_s	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$
Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft: ϵ_{uk}	$\geq 2,5\%$	$\geq 5,0\%$	$\geq 7,5\%$



- Die wichtigsten beiden Duktilitätseigenschaften des Betonstahls sind das Verhältnis Zugfestigkeit / Fließgrenze und Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft.
- Die Bewehrung der Wände WSH1 und WSH2 erfüllte nicht einmal die heutigen Anforderungen für B500A.

Einfluss des Abstands der Stabilisierungsbewehrung



[Dazio 1999]

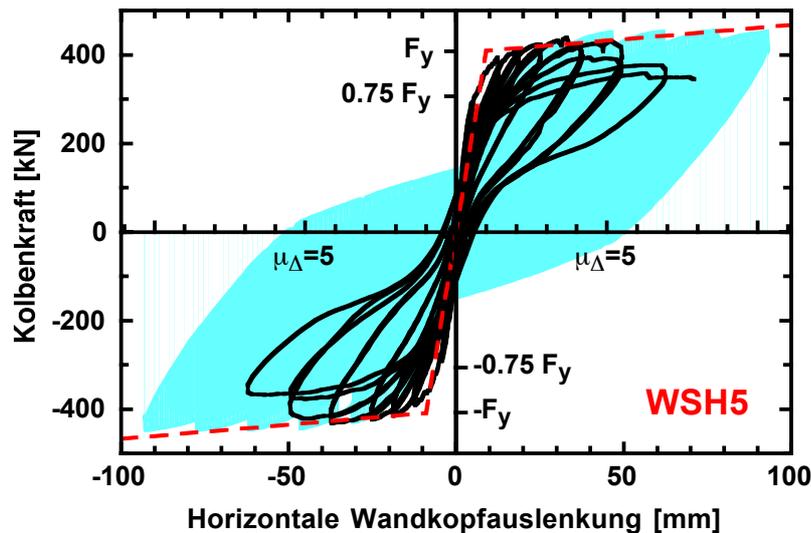
- Die Wand WSH4 wurde konventionell bemessen mit einem Abstand der Stabilisierungsbewehrung von 150 mm oder $12 \varnothing$, d.h. das Doppelte der Referenzwand WSH3 mit 75 mm oder $6 \varnothing$
- Gegenüber der Referenzwand WSH3 (grün hinterlegt) wurde ein weniger duktiler Verhalten erzielt.

Einfluss des Abstands der Stabilisierungsbewehrung



- Die Versagensart bei der Wand WSH4 ist gleich wie bei der Referenzwand WSH3.
- Längsbewehrung ist dort auf Zug gerissen, wo sie im vorherigen Zyklus auf Druck ausgeknickt war.
- Doch erfolgte das Versagen bereits bei einer Verschiebeduktilität von $\mu_{\Delta} = 4$ gegenüber $\mu_{\Delta} = 6$ bei der Referenzwand.
- Die Stahlqualität der Bewehrung war bei WSH4 gleich wie bei der Referenzwand entsprechend der heutigen Duktilitätsklasse C.

Einfluss der Normalkraft und des Bewehrungsgehalts



[Dazio 1999]

- Die Wand WSH5 weist gegenüber der Referenzwand WSH3 mehr als die doppelte Normalkraft auf.
- Um etwa ein gleich grosses plastisches Moment am Wandfuss zu erreichen, wurde der Längsbewehrungsgehalt gegenüber WSH3 halbiert.
- Gegenüber der Referenzwand WSH3 (grün hinterlegt) sind die Hystereseschleifen eingeschnürt, d.h. es wird weniger Energie dissipiert, und das Verformungsvermögen ist kleiner.

7.6 Nicht tragende Bauteile Problemstellung

- So genannte *nicht tragende Bauteile* müssen trotzdem sich selbst tragen können.
- Die Schäden an nicht tragenden Bauteilen bilden oft den grössten Teil des Gesamtschadens bei einem Erdbeben.
- Beispiele für nicht tragende Bauteile:
 - Aussen- und Innenwände
 - Fassadenbauteile
 - Unterdecken, Beleuchtungskörper
 - Kamine
- Anlagen, Installationen und Einrichtungen können wie nicht tragende Bauteile bezüglich Erdbeben bemessen werden.
- Meist ist nicht der Tragwerksplaner für die Bemessung der nicht tragenden Bauteile zuständig und die Erdbebensicherung geht leicht vergessen.
- Gliederung des Kapitels 7.5 *nicht tragende Bauteile*:
 - Schadenbilder
 - Normenbestimmungen
 - Massnahmen

Umkippen von nicht tragenden Mauerwerkswänden



**Erdbeben von
L'Aquila, Italien 2009**

Bild: T. Wenk

Herunterfallen von Fassadenplatten



Bild: T. Wenk

Erdbeben von L'Aquila, Italien 2009

Herunterfallen von Unterdecken, Beleuchtungskörpern, und Teilen der Klimaanlage



Bild: T. Wenk

Erdbeben von Chile 27.2.2010



Bild: T. Wenk

Herunterfallen von Treppen

**Erdbeben von Chile
27.2.2010**

Umkippen von Installationen und Einrichtungen



Erdbeben von Ceyhan, Türkei 1998

Umkippen von Installationen und Einrichtungen



Umgestürzte Wassertanks (auf Gebäude rechts) in Taiwan 1999

Amplifikation der Bodenbeschleunigungen über die Gebäudehöhe



Simulation des Verhaltens eines Stahlbetonrahmengebäudes unter dem Kobe-Erdbeben auf dem weltweit grössten E-Defense-Rütteltisch im Hyogo Earthquake Engineering Research Center in Japan.

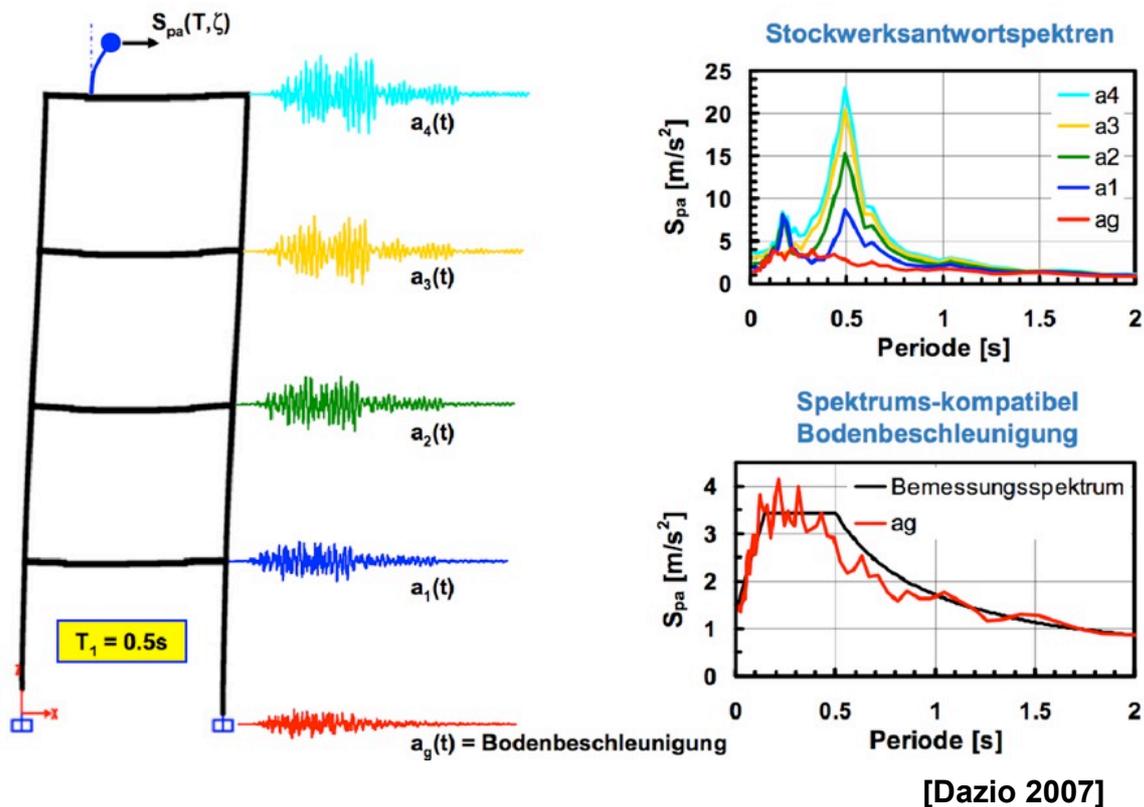


Blick in den 4. Stock



Blick in den 1. Stock

Amplifikation der Bodenbeschleunigungen über die Gebäudehöhe



Normenbestimmungen für nicht tragende Bauteile

- **SIA 261, Ziffer 16.7.1:**
Für nicht tragende Bauteile, die im Falle des Versagens Personen gefährden, das Tragwerk beschädigen oder den Betrieb wichtiger Anlagen beeinträchtigen können, muss sowohl für das nicht tragende Bauteil als auch für dessen Verbindungen und Befestigungen oder Verankerungen die Bemessungssituation Erdbeben berücksichtigt werden.
- **SIA 261, Ziffer 16.7.2, Gleichung (48):**
Bemessung für die horizontale Verankerungskraft F_a in beiden horizontalen Richtungen (siehe folgende Folie).
- **Zusätzliche Bestimmungen für BWK III in SIA 260, Ziffer 4.4.4.5:**
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für Gebäude indem die Stockwerkschiefstellungen begrenzt werden auf:
 - 1/200 bei duktilen Einbauten
 - 1/500 bei spröden Einbauten
- Die Erdbebeneinwirkung für die Gebrauchstauglichkeit ist gegenüber dem Wert für die Tragsicherheit zu halbieren.

Verankerungskraft F_a gemäss Norm SIA 261

Gleichung (48) der Norm SIA 261:

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

F_a : Verankerungskraft in beiden horizontalen Richtungen

G_a : Gewicht der zu befestigenden Anlage

z_a : Höhenlage der Anlage im Gebäude

h : Höhe des Gebäudes

T_a : Grundschwingzeit der Anlage

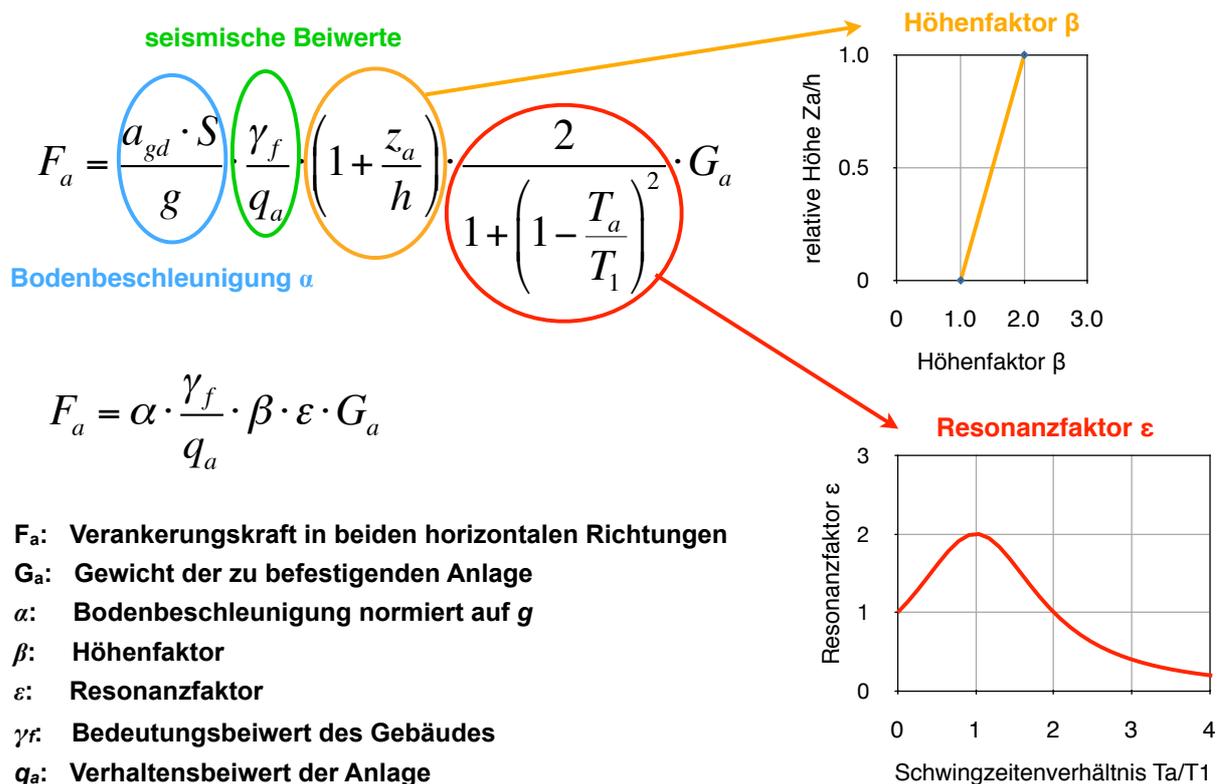
T_1 : Grundschwingzeit des Gebäudes

γ_f : Bedeutungsbeiwert des Gebäudes

q_a : Verhaltensbeiwert der Anlage

Verankerungskraft F_a gemäss Norm SIA 261

Umgruppierung der Parameter der Gleichung (48):



Normenbestimmungen

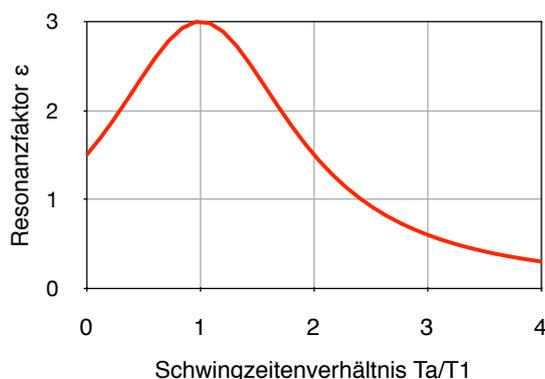
- Falls eine der beiden Grundfrequenzen nicht bekannt ist, soll Resonanz angenommen werden, d.h. $T_a = T_1$ und damit wird der Resonanzfaktor $\varepsilon = 2,0$
- Bei relativ steifen nicht tragenden Bauteilen darf $T_a = 0$ angenommen werden und damit wird der Resonanzfaktor $\varepsilon = 1,0$.
- Verhaltensbeiwert q_a für nicht tragende Bauteile (Tabelle 29 in SIA 261):

Beispiele für nicht tragende Bauteile	q_a
– Aussen- und Innenwände – Fassadenbauteile – Verankerungen für ständig von den Decken zu tragende Wandschränke und Bücherregale – Verankerungen für abgehängte Decken und Beleuchtungsarmaturen	2,0
– Vorspringende Brüstungen oder Verzierungen – Schilder und Reklametafeln	1,0

Normenbestimmungen

- Die Gleichung (48) in der Norm SIA 261 (2003) mit der Verankerungskraft F_a beruht auf dem Vernehmlassungsentwurf des Eurocodes 8, Teil 1 aus dem Jahre 2002, der bis zur definitiven Fassung des Eurocodes 8 im Jahre 2004 revidiert wurde.
- Dabei wurde der Resonanzfaktor ε leicht erhöht von maximal 2 auf 3:

$$\frac{3}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2}$$



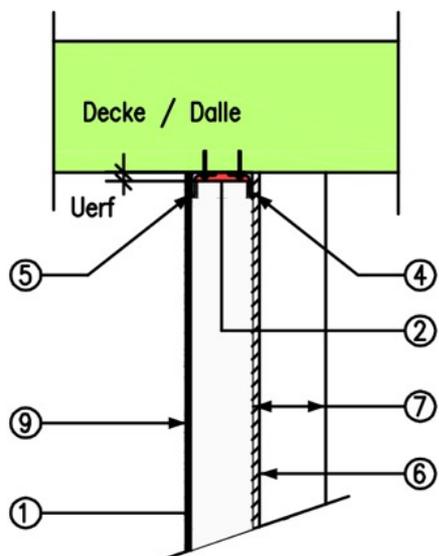
- Bei der nächsten Teilrevision der Norm SIA 261 soll Gleichung (48) an die definitive Fassung des Eurocodes 8 mit einem etwas grösseren Resonanzfaktor angepasst werden.

Massnahmen für nicht tragende Bauteile

- Grundsätzlich gibt es zwei Bemessungsstrategien:
 - steife Lösung:
Das nicht tragende Bauteil wird starr am Bauwerk verankert.
Die Verankerung ist auf die maximal während des Bemessungserdbebens auftretenden Kräfte zu bemessen.
 - weiche Lösung:
Das nicht tragende Bauteil wird beweglich auf dem Bauwerk verankert.
Die Verankerung ist auf die maximal während des Bemessungserdbebens auftretenden Verschiebungen zu bemessen.
 - Meist wird die steife Lösung angewandt.
- Die Bewegungen und Verformungen des Tragwerks dürfen das nicht tragende Bauteil nicht beschädigen und umgekehrt:
 - Fugen zwischen tragendem und nicht tragendem Bauteil vorsehen.
 - Fugenmaterial muss Bewegungen aufnehmen können.
 - siehe Beispiele in Plan 6 der SIA-Dokumentation D 0171.

Massnahmen für nicht tragende Wand Beispiel Innenwand aus Backsteinmauerwerk

Vertikalschnitt / Coupe verticale



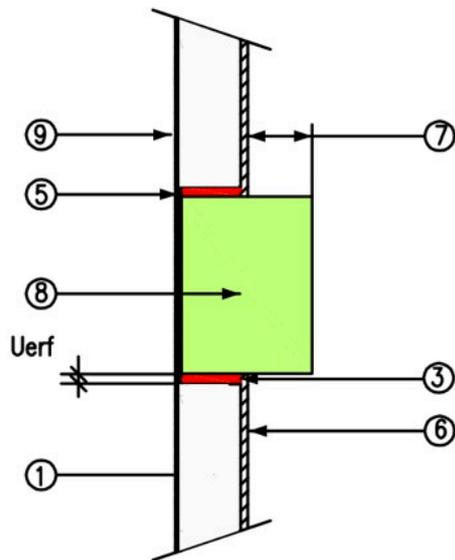
- 1: Backsteinmauerwerk
- 2: horizontale Fuge
- 4: Stabilisierung der Wand mit LNP
- 5: Armierungsgewebe zur Rissebeschränkung
- 6: Gipskartonplatte
- 7: Absatz
- 9: Verputz

Plan 6 in [SIA 0171]

Massnahmen für nicht tragende Wand

Beispiel Innenwand aus Backsteinmauerwerk

Horizontalschnitt / Coupe horizontale



- 1: Backsteinmauerwerk
- 3: vertikale Fuge
- 5: Armierungsgewebe zur Rissebeschränkung
- 6: Gipskartonplatte
- 7: Absatz
- 8: Stahlbetonstütze
- 9: Verputz

Plan 6 in [SIA 0171]

Literaturverzeichnis

- Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser-Verlag, Basel.
- Beyer K., Wenk T. (2010): Das Verhalten von Gebäuden mit Stahlbetontragwänden während des Erdbebens Centro-Sur in Chile am 27.2.2010, D-A-CH-Mitteilungsblatt, Bauingenieur 85 (2010), Heft 9.
- Dazio A. (2004): Stahlbeton, in: Erdbebentbemessung mit den neuen SIA-Tragwerksnormen, Tagungsband des SGEB-Fortbildungskurs vom 7. Okt. 2004, Zürich.
- Dieser Fachartikel kann bei den Vorlesungsunterlagen als pdf-Datei heruntergeladen werden.
- Dazio A., Wenk T., Bachmann H. (1999): Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung. IBK-Bericht Nr. 239, Birkhäuser Verlag, Basel.
- Dazio A. (2007): Erdbebensicherung von Bauwerken I, Folienkopien Kapitel 7: Bemessung und konstruktive Durchbildung von Hochbauten. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich.
- Dazio A., Wenk T. (2008): Erdbebensicherung von Bauwerken II, Folienkopien HS 2008. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich.
- NZS (1995): Concrete Structures, Part 1: The Design of Concrete Structures, Part 2: Commentary, New Zealand Standard, Wellington.
- SIA 162 (1989): Betonbauten, Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- SIA 260 (2003): Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- SIA 261 (2003): Einwirkungen auf Tragwerke, Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- SIA 262 (2003): Betonbauten, Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- SIA D 0171 (2002): Erdbeibengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden, Dokumentation, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- Paulay T., Priestley M.J.N (1992): Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons.

Erdbebensicherung von Bauwerken I

8. Bestehende Gebäude

Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Inhaltsübersicht

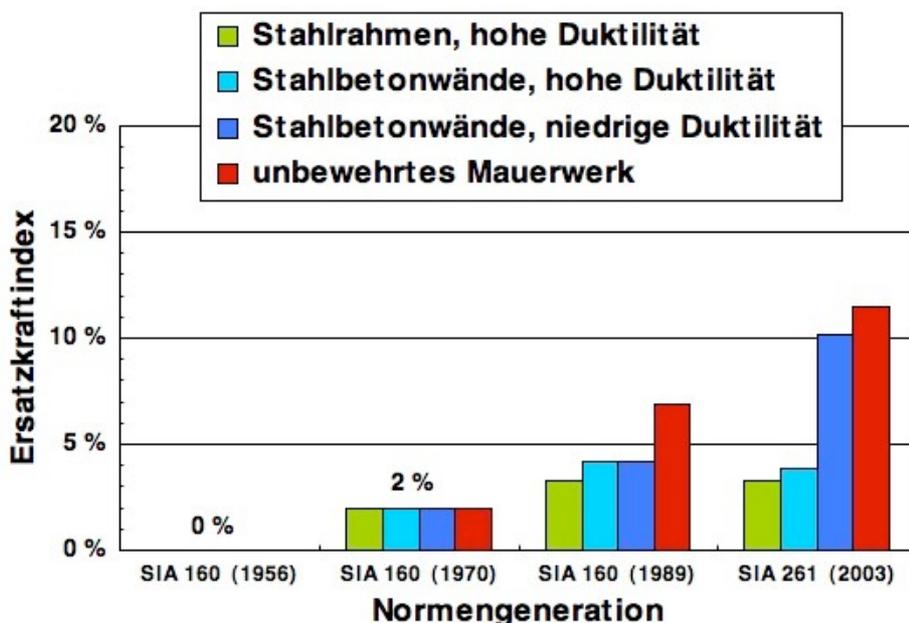
- 8.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen**
- 8.2 Altersstruktur der Bausubstanz**
- 8.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit**
- 8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit**
- 8.5 Dreistufiges BWG-Verfahren**
- 8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung**
- 8.7 Beispiele der Erdbebenertüchtigung**
- 8.8 Kosten der Erdbebenertüchtigung**
- 8.9 Nutzen der Erdbebenertüchtigung**
- 8.10 Literatur**

8.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen

- vor 1970:
 - keine Bestimmungen
- 1970 - 1989: SIA 160, Ausgabe 1970
 - horizontale Ersatzkraft von 2% (bzw. 5% Kt. BS) des massgebenden Gewichts unabhängig von der Schwingzeit
 - keine Antwortspektren, keine Verhaltensbeiwerte
- 1989 - 2003: SIA 160, Ausgabe 1989
 - Zonenkarte, Antwortspektren für 2 BGK, 3 BWK
 - Verhaltensbeiwerte in Funktion der Tragwerksart und der BWK
- seit 2003: SIA 260 bis 267
 - neue Zonenkarte, neue Antwortspektren für 5 BGK
 - stärkere Differenzierung der Verhaltensbeiwerte
 - Kapazitätsbemessung für duktiles Tragwerksverhalten
- seit 2005: Merkblatt SIA 2018
 - verformungsbasiertes Berechnungsverfahren
 - risikobasierte Beurteilung

8.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen

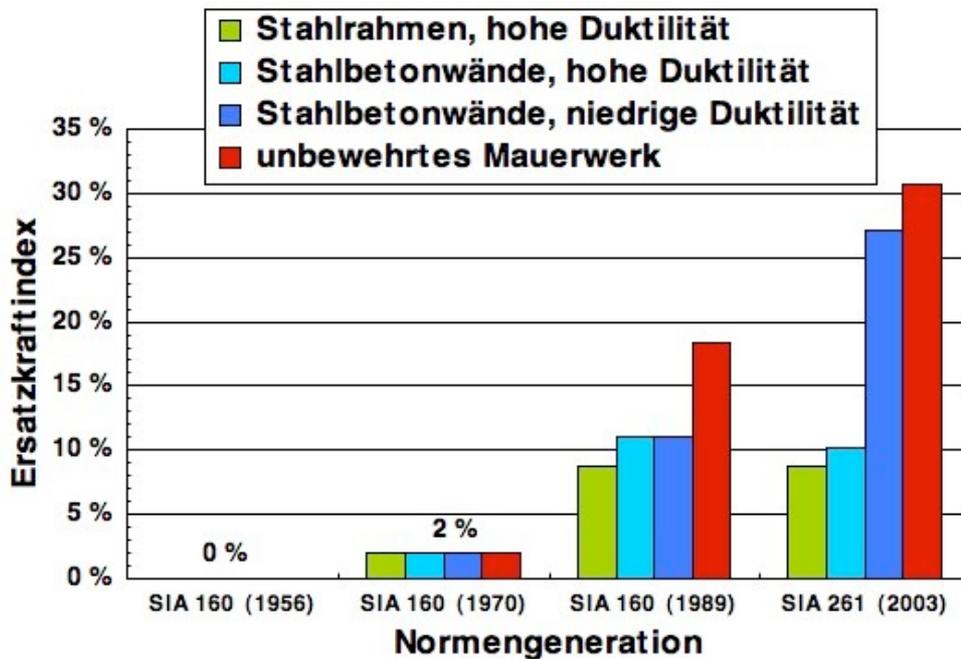
Ersatzkraftindex für Zone Z1, BGK C, BWK I



- Zwei Trends:
 - generelle Anhebung mit jeder Normengeneration
 - stärkere Differenzierung nach Bauweise
- Annahmen des Vergleichs:
 - Maximalwert der Bemessungsspektren
 - Widerstände bezogen auf SIA 160ff (1989)

8.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen

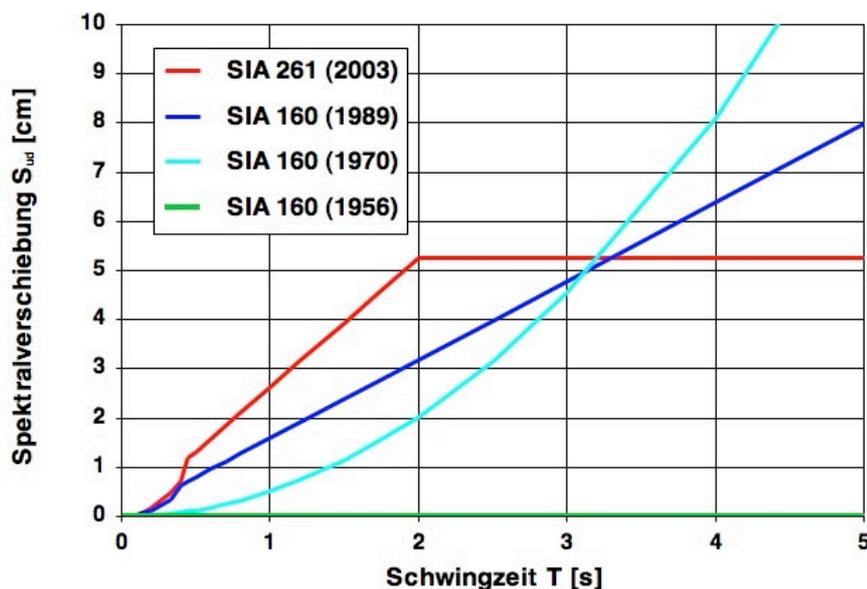
Ersatzkraftindex für Zone **Z3b**, BGK C, BWK I



8.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen

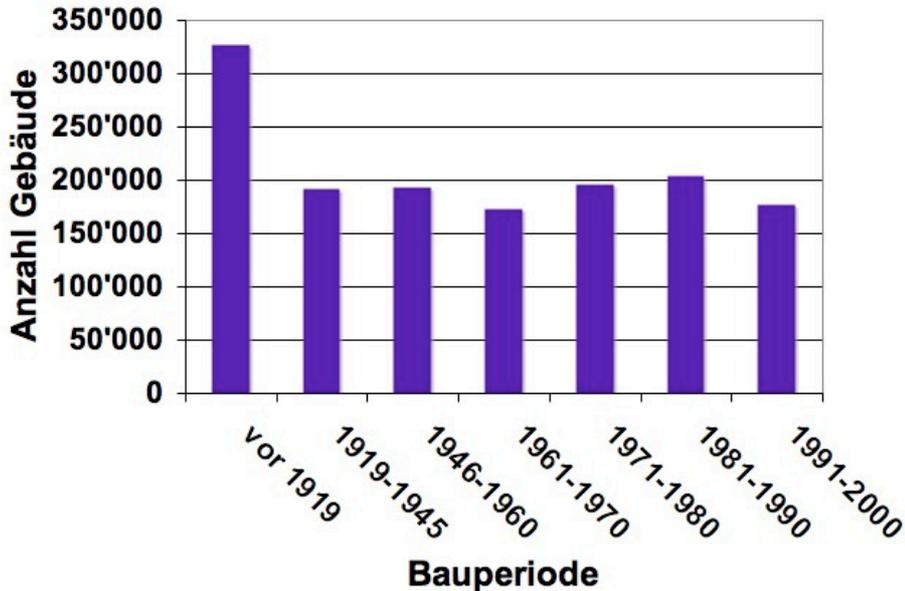
Vergleich der Spektralverschiebung für Zone **Z1**, BGK C, BWK I

- Als Spektralverschiebung betrachtet ergibt sich bei grossen Schwingzeiten eine Reduktion der Erdbebeneinwirkung.
- Dies macht verformungsbasierte Verfahren attraktiver für die Überprüfung.



8.2 Altersstruktur des Gebäudebestandes

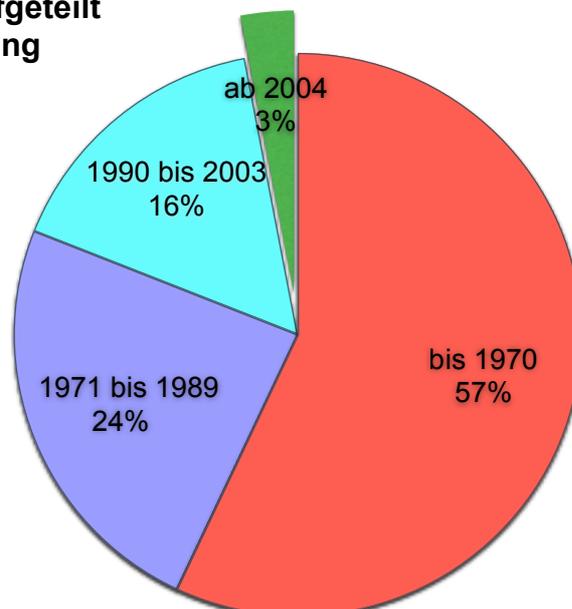
**Gesamtbestand in der Schweiz:
1,5 Mio. Gebäude mit mindestens einer Wohnung**



[BFS 2004]

8.2 Altersstruktur des Gebäudebestandes

- Anzahl Neubauten pro Jahr erreichte in den letzten Jahrzehnten durchschnittlich etwas mehr als 1% des Gesamtbestandes.
- BFS-Daten bis 2006 extrapoliert und auf Zeitperioden der Normengenerationen aufgeteilt jeweils unter Berücksichtigung einer Übergangszeit von einem Jahr.
- Umbauten sind nicht berücksichtigt.



8.2 Altersstruktur des Gebäudebestandes

Folgerungen

- Knapp 20% der Gebäude in der Schweiz wurden seit 1990 nach aus heutiger Sicht modernen Erdbebennormen ausgelegt.
- Gut 80% der Gebäude wurden entweder nicht oder nach veralteten Normen auf Erdbeben ausgelegt. Sie weisen eine unbekannte Erdbebensicherheit auf.
- Dank konstruktiver Aspekte und Windbemessung besteht ein gewisser Grundschutz, der jedoch meist ungenügend ist.
- Da die Ertüchtigung auf das Anforderungsniveau für Neubauten oft erhebliche Kosten verursacht, besteht die Gefahr eines ineffizienten Mitteleinsatzes im Vergleich zur Prävention bei anderen Risiken.
- Prioritätensetzung und risikobasierte Überprüfung sind zentrale Themen bei der Erdbebenvorsorge bestehender Bauten.

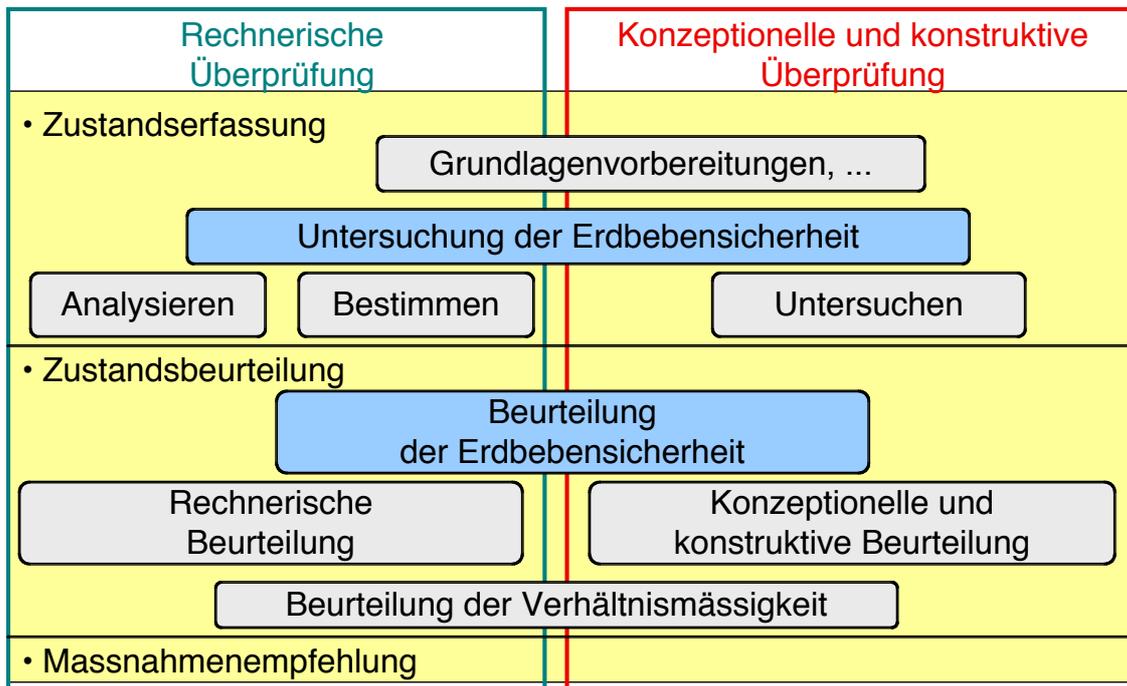
8.2 Altersstruktur des Gebäudebestandes

Anlass einer Überprüfung

- Gemäss SIA 462 besteht Anlass zu einer Überprüfung bei Nutzungsänderung oder Umbau sowie falls neue Erkenntnisse dies als Angebracht erscheinen lassen.
- Die rechtliche Verbindlichkeit der SIA-Tragwerksnormen und insbesondere deren Erdbebenbestimmungen ist kantonal unterschiedlich geregelt.
- Für Hochbauten und Anlagen des Bundes ist das Merkblatt SIA 2018 verbindlich [EFD 2008].
- Grundsätzlich gelten die SIA-Tragwerksnormen als anerkannte Regeln der Baukunde [BGE 2008].
- Über das Strafrecht sowie über das kantonale Baurecht besteht die generelle Verpflichtung, die anerkannten Regeln der Baukunde einzuhalten.
- Jeder Eigentümer ist verpflichtet, sein Bauwerk zu unterhalten und im Rahmen der Verhältnismässigkeit dem Stand der Technik anzupassen (Werkeigentümerhaftung: Obligationenrecht Art. 58).
- weiterführende Literatur: Dokumentation SIA D 0227 (2008)

8.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Vorgehen bei der Überprüfung



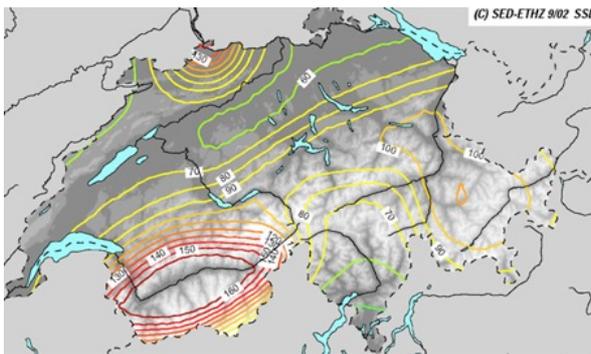
[Vogel 2005]

8.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

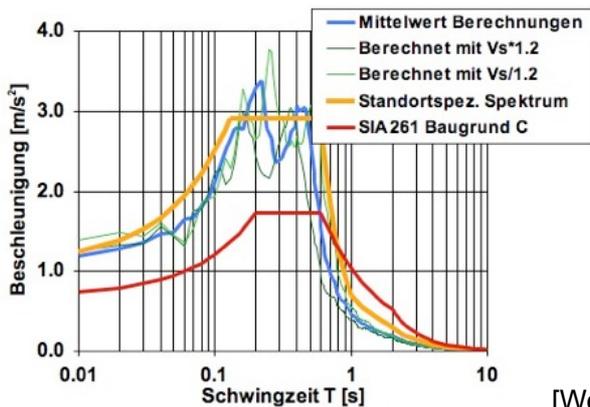
- **Neubau:**
 - Tragwerkskonzept und Berechnungsmodell können den Anforderungen entsprechend entwickelt werden.
 - Tragwiderstand, Duktilität und Steifigkeit können den Erfordernissen angepasst werden.
- **Altbau:**
 - Das Bauwerk ist gegeben.
 - Das Tragwerk ist zu identifizieren.
 - Berechnungsmodell muss das bestehende Tragwerk ausreichend gut abbilden.
 - Tragwiderstand, Duktilität und Steifigkeit können nicht oder nur mit grossem Aufwand den Erfordernissen angepasst werden.
- **Konsequenzen:**
 - Bei der Überprüfung können sich genauere Untersuchungen lohnen, wenn damit die Ertüchtigungskosten reduziert oder ganz auf eine Ertüchtigung verzichtet werden kann.
 - Vereinfachungen und Schematisierungen in den Normen können durch verfeinerte Untersuchungen im Einzelfall ersetzt werden, um Einwirkung, Auswirkungen, Widerstände und Verformungsvermögen genauer zu ermitteln.
 - Meist empfiehlt sich ein schrittweises Vorgehen.

8.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Erdbebeneinwirkung



- Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} direkt von der Isoliniengefährdungskarte ablesen.



[Wenk 2005]

- Standortspezifisches Antwortspektrum durch eine bodendynamische Untersuchung bestimmen.
- Spektrale Mikrozonierung verwenden.

8.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Tragwerksanalyse

- **Modellbildung**
 - konstruktive Beurteilung berücksichtigen, z.B. flexible Decken
 - realistische Steifigkeiten annehmen
 - neben Biegesteifigkeit auch Schubsteifigkeit und Nachgiebigkeit des Bodens berücksichtigen
- **Berechnungsverfahren**
 - Ersatzkraftverfahren: oft zu ungünstig insbesondere bei Torsion
 - Antwortspektrenverfahren: auch wenn Regularitätskriterien erfüllt anwenden.
 - inelastische statische Verfahren:
 - Modale Pushover Analyse
 - Capacity Spectrum Method
 - weitere Hinweise in SIA 2018 Ziffer 4.3: Verformungsbasierte Tragwerksanalyse

8.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Nachweiskonzept

- **Kraftbasiertes Verfahren**
 - Voraussetzungen für duktilen Tragwerksverhalten bei bestehenden Bauten praktisch nie erfüllt.
 - Verhaltensbeiwert für nicht duktilen Tragwerksverhalten nur $q = 1,5 \div 2,0$
- **Verformungsbasiertes Verfahren**
 - Tragwerk muss *verformungsfähig* gemäss SIA 2018 Ziffer 2.2 sein:
 - Spröde Versagensmechanismen sind ausgeschlossen.
 - Jedes Bauteil weist ein zyklisch-plastisches stabiles Verformungsverhalten auf.
 - **Betonbauten**
 - Vorgehen gemäss SIA 2018 Ziffer 6
 - Anwendungsbeispiel mit Tragwänden und Rahmen in [Dazio 2005]
 - **Mauerwerksbauten**
 - Vorgehen gemäss EC 8, Teil 3, Anhang C, empfohlen.
 - Normierung der verformungsbasierten Tragwerksanalyse in Vorbereitung: Norm SIA 269/8.

8.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Erfüllungsfaktor α_{eff}

- Der Erfüllungsfaktor α_{eff} beschreibt in einer Zahl, in welchem Mass das bestehende Tragwerk die Anforderungen der Bemessungssituation Erdbeben für Neubauten erfüllt.
- Es erfolgt weder eine Abminderung der Einwirkung noch eine Erhöhung der Widerstände.
- **Tragsicherheit**
 - kraftbasiertes Verfahren:
 $\alpha_{eff} = R_d / E_d$
 - verformungsbasiertes Verfahren:
 $\alpha_{eff} = W_{R,d} / W_d$
- **Gebrauchstauglichkeit (BWK III)**
 - $\alpha_{eff} = C_d / W_d (0,5 A_d)$
- Falls $\alpha_{eff} \geq 1$ werden die Anforderungen an die Erdbebensicherheit für Neubauten in den SIA-Tragwerksnormen voll erfüllt.
- Massgebend ist das kleinste α_{eff} in allen Schnitten aller Bauteile.

8.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Erfüllungsfaktor α_{eff} bei konzeptioneller und konstruktiver Beurteilung

- Grundsätzlich ist ein verfeinertes Berechnungsmodell zu wählen, das die Effekte der Nichteinhaltung zwingender Massnahmen berücksichtigt.
- In einfachen Fällen kann ein Erfüllungsfaktor α_{eff} aus dem Quotienten der Erdbebeneinwirkung A_R , die zum Versagen führt und der Erdbebeneinwirkung A_d :
$$\alpha_{eff} = A_R / A_d$$
- In komplexeren Fällen erfolgt die Beurteilung qualitativ, siehe SIA 2018, Ziffer 9.2

8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

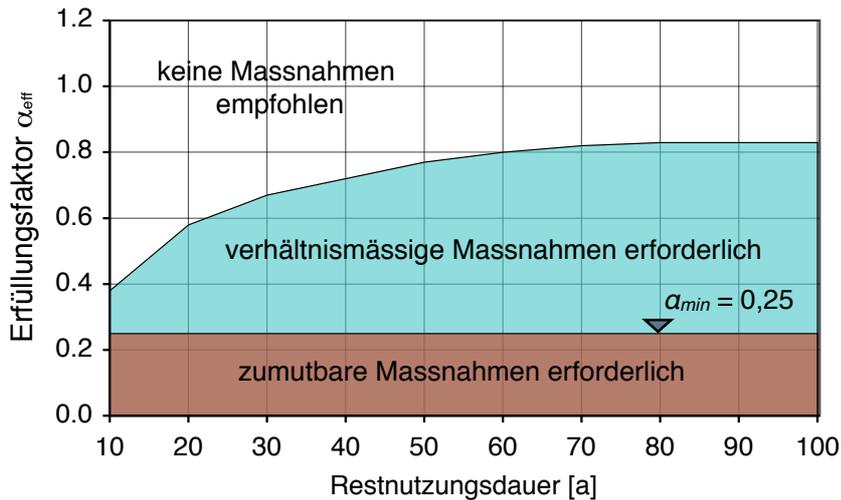
Personenrisiko

- Die Verhältnismässigkeit und die Zumutbarkeit wird beurteilt durch die Gegenüberstellung von Kosten und Nutzen einer Erdbeben-ertüchtigungsmassnahme unter Berücksichtigung der Sicherheitsansprüche des Individuums [SIA 2018 Ziffer 10.1].
- Individualrisiko:
 - Wahrscheinlichkeit mit der eine einzelne Person, die sich rund um die Uhr im Gebäude aufhält, infolge Erdbeben den Tod erleidet.
 - akzeptierbar, wenn die Todesfallwahrscheinlichkeit 10^{-5} pro Jahr nicht übersteigt.
- Falls das Individualrisiko nicht akzeptierbar ist, sind *zumutbare* Massnahmen umzusetzen (Rettungskosten bis zu 100 Mio. CHF pro gerettetes Menschenleben).
- Falls das Individualrisiko akzeptierbar ist, sind *verhältnismässige* Massnahmen umzusetzen (Rettungskosten bis zu 10 Mio. CHF pro gerettetes Menschenleben).

8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Zustandsbeurteilung und Massnahmenempfehlung bei BWK I und II

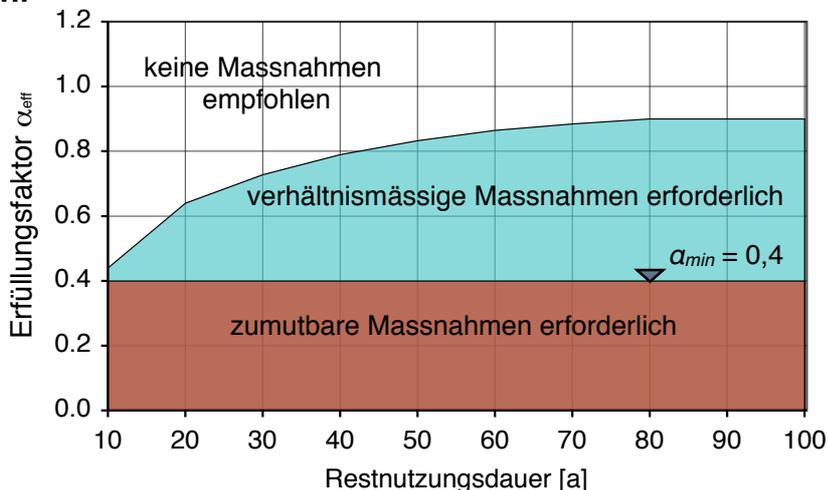
- Grundsätzlich ist der normgemässe Zustand für Neubauten anzustreben.
- Im **roten** Bereich sind zumutbare, im **blauen** verhältnismässige Ertüchtigungsmassnahmen auszuführen.
- Ist das Erreichen eines akzeptierbaren Individualrisikos nicht zumutbar, so ist dieses mit betrieblichen Massnahmen zu beschränken.



8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Zustandsbeurteilung und Massnahmenempfehlung bei BWK III

- Bei BWK III ist das Risiko nicht nur auf das Gebäude selbst beschränkt, sondern es betrifft auch dessen Funktion in der Rettungskette bei der Katastrophenbewältigung.
- Der minimale Reduktionsfaktor α_{min} wurde deshalb von 0,25 auf 0,4 erhöht.
- Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sind nach den gleichen Kriterien zu beurteilen.



8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Restnutzungsdauer

- Planungshorizont für die Überprüfung
- Ist diejenige Zeitspanne festgelegt, über die bei der vorgesehenen Nutzung sowohl Tragsicherheit als auch Gebrauchstauglichkeit sichergestellt sein sollen.
- Am Ende der Restnutzungsdauer wird eine weitere Überprüfung fällig.
- Eine typische Grössenordnung für die Restnutzungsdauer bei Gebäuden beträgt 40 Jahre und ergibt sich aus:
 - dem Intervall zwischen grösseren Erhaltungsmassnahmen von ca. 30 Jahre
 - einer Reserve von 10 Jahren.
- Die Wahl einer geeigneten Restnutzungsdauer erlaubt eine gewisse Flexibilisierung der erforderlichen Massnahmen.

8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Personenbelegung *PB*

- Mittlere Personenbelegung des betrachteten Gebäudes im Jahresdurchschnitt
- Einzurechnen sind Personen, die im Umfeld des Gebäudes durch dessen Versagen gefährdet sind.
- Es handelt sich um einen relativ groben Schätzwert.
- Beispiele finden sich in Kapitel 6 in den Kenndaten.

Gebäudetyp	spezifische mittlere Personenbelegung PB	Einheit
Wohnhaus	0,2 – 0,6	pro Zimmer
Schulhaus	1 – 5	pro Klassenzimmer
Bürogebäude	0,5 – 3	pro 100 m ² Nettogeschossfläche
Versammlungsraum	0,003 – 0,3	pro Sitzplatz
Spital	1,5 – 2,5	pro Bett
Einkaufszentrum	7 – 18	pro 100 m ² Bruttoverkaufsfläche

[Tabelle 4 in SIA 2018 (2004)]

8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

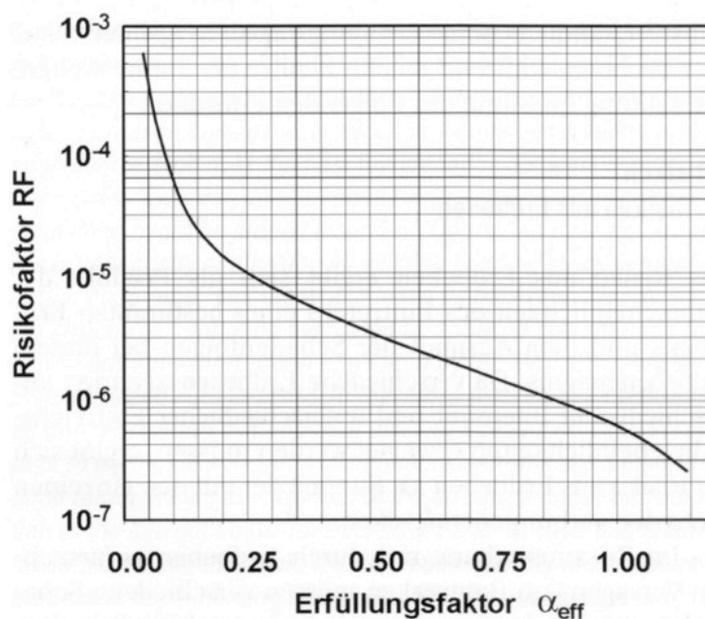
Rettungseffizienz

- Die Risikoreduktion ΔR_M berechnet sich als Produkt aus der mittleren Personenbelegung PB und der Differenz der Risikofaktoren ΔRF vor und nach der Umsetzung einer Massnahme:
 $\Delta R_M = \Delta RF \cdot PB$ [gerettete Menschenleben pro Jahr]
- Zur Bestimmung der Sicherheitskosten SK_M werden die Investitions-kosten einer Ertüchtigungsmassnahme SIK_M mit einem Diskontzins von 2% über die Restnutzungsdauer in jährlichen Raten abgeschrieben:
 $SK_M = DF \cdot SIK_M$ [CHF pro Jahr]
- Die Rettungseffizienz RK_M einer Ertüchtigungsmassnahme berechnet sich:
 $RK_M = SK_M / \Delta R_M$ [CHF pro gerettetes Menschenleben]
- Verhältnismässige Rettungskosten:
 $RK_M \leq 10$ Mio. CHF pro gerettetes Menschenleben
- Zumutbare Rettungskosten:
 $RK_M \leq 100$ Mio. CHF pro gerettetes Menschenleben

8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Risikofaktor RF

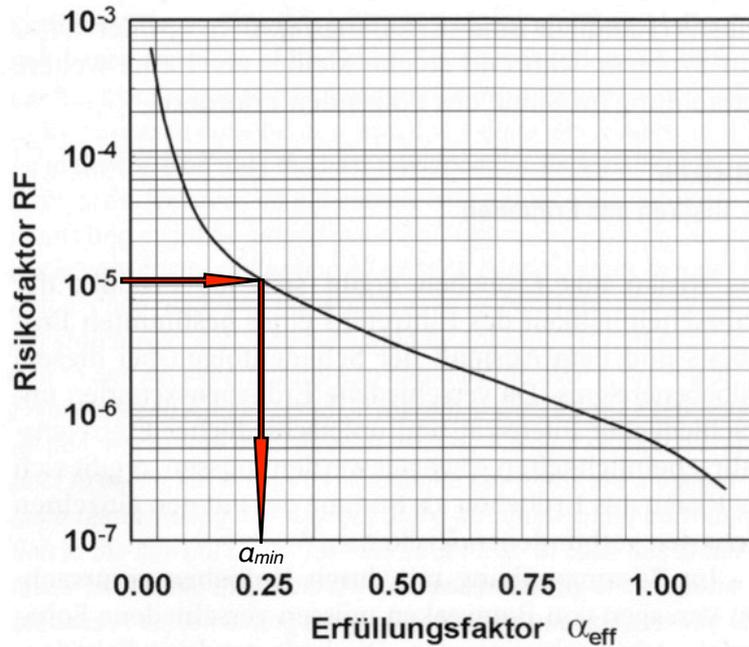
Todesfallwahrscheinlichkeit pro Jahr bei ununterbrochenem Aufenthalt in einem Gebäude mit einem Erfüllungsfaktor α_{eff}



[SIA 2018, Figur 7]

8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

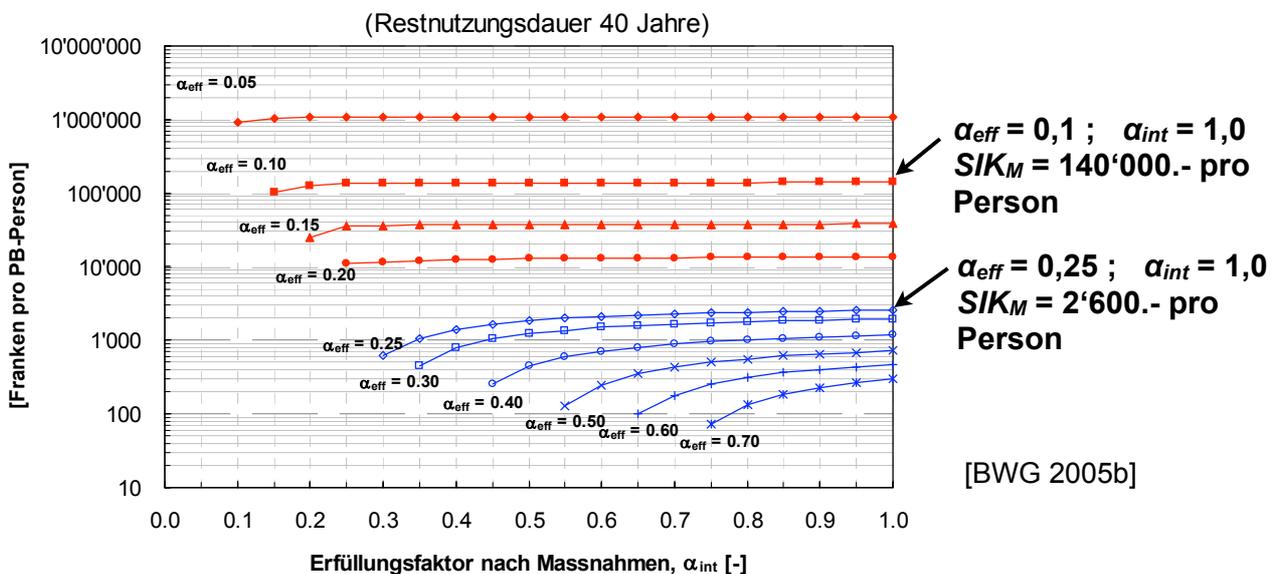
Risikofaktor RF



[SIA 2018, Figur 7]

8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Fallbeispiele zur Bestimmung der Investitionskosten SIK_M bei BWK I und II



[BWG 2005b]

8.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Folgerungen

- Fällt der Erfüllungsfaktor α_{eff} unter den minimalen Reduktionsfaktor $\alpha_{min} = 0,25$ sind meist Ertüchtigungsmassnahmen unter dem Kriterium der Zumutbarkeit auszuführen.
- Bei einem Erfüllungsfaktor α_{eff} über etwa 0,3 werden Ertüchtigungsmassnahmen in der Regel unverhältnismässig (Ausnahme sehr hohe Personenbelegung PB).
- Bauliche Massnahmen für Erdbeben allein sind meist unverhältnismässig.
- Um Synergien zu nutzen, sollte die Erdbebenertüchtigung im Rahmen einer Instandsetzung oder eines Umbaus erfolgen.

8.5 Dreistufiges BWG-Verfahren

**Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude
Konzept und Richtlinien für die Stufe 1**

Richtlinien des BWG – Directives de l'OFEG – Directive dell'UFAEG
Bern, 2005
Zweite Fassung

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Ufficio federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

**Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude
Konzept und Richtlinie für die Stufe 2**

Richtlinien des BWG – Directives de l'OFEG – Directive dell'UFAEG
Ittigen, 2006
Zweite Fassung

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Ufficio federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

**Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude
Konzept und Richtlinien für die Stufe 3**

Wegleitungen des BWG – Directives de l'OFEG – Directive dell'UFAEG
Biel, 2005
Erste Fassung

Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Ufficio federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

Stufe 1
2. Fassung
2005

Stufe 2
2. Fassung
2006

Stufe 3
1. Fassung
2005

www.bafu.admin.ch/naturgefahren/01915/01944/01945/

8.5 Dreistufiges BWG-Verfahren

- Das frühere Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) hat ein drei-stufiges Verfahren zur Überprüfung der Erdbebbensicherheit der Bundesbauten entwickelt.
- Stufe 1
 - Grobe Risikoabschätzung mit einer Checkliste A4
 - Aufwand 3 bis 5 h pro Gebäude
- Stufe 2
 - Einfache Berechnungen und Checklisten
 - Aufwand 3 bis 4 Tage pro Gebäude
- Stufe 3
 - Umfassende Überprüfung gemäss SIA-Tragwerksnormen insbesondere Merkblatt SIA 2018
 - Aufwand 1 bis mehrere Wochen pro Gebäude
- Das dreistufige Verfahren wird für die Inventarisierung der BWK II und III der Bundesbauten angewandt.
- Bei Umbau- und Sanierungsprojekten wird die Stufe 3 direkt angewandt.

8.5 Dreistufiges BWG-Verfahren

Vorgehen in Stufe 1

- Beurteilung des Gebäudes erfolgt anhand von Architektenplänen durch zwei Fachleute.
- Checkliste A4
 - Einteilung in Bauwerksklasse
 - Ermittlung der Kennzahl AZPS für das Schadenausmass der direkten und indirekten Schäden
 - Ermittlung der Kennzahl WZ für die Einsturzwahrscheinlichkeit
 - Risikokennzahl RZPS = WZ · AZPS
- Prioritätensetzung für Stufe 2
- Einfaches risiko-orientiertes Verfahren geeignet für einen grossen Bauwerksbestand.

Erhebungsblatt der Stufe 1 (oberer Hälfte)

Erfassung des Erdbebenrisikos für Gebäude Inventarisierung - Stufe 1

Bauwerk Code

Anzahl Stockwerke über OK Terrain:

Decken: steife Decken weiche Decken

Klassierung nach Konsequenzen, Schadensausmass:

Funktionsklasse: **AIF**

- FK I 1
 FK II 2
 FK III 5

$$ADP = 0,1 \cdot \boxed{} \cdot \boxed{} / 24 \cdot \boxed{} / 7 = \boxed{}$$

$$ADS = \boxed{} \quad AZPS = (ADS + ADP) \cdot AIF = \boxed{}$$

Erdbebenzone, Planungsjahr	WEP				Baugrund	WB
	1	2	3a	3b		
Erdbebenzone:					Gut	1
Planungsjahr: < 1970	3	6	15	30	Durchschnittlich	2
1970 - 1989	2	4	8	15	Schlecht	4
> 1989	1	1	1	1		

[BWG 2005a]

$$WEPB = WEP \cdot WB = \boxed{}$$

Erhebungsblatt der Stufe 1 (untere Hälfte)

Tragwerk:

Aussteifung Grundriss	WG	Aussteifung Aufriss	WA
Günstig	0	Stetig	0
Ungünstig	2	Unstetig	2
Fehlende Aussteifung	5	„Soft Storey“	5
Aussteifungsweise	WW	Konzept im Grundriss	WK
Kern, Wände	0	Kompakt	0
Verschiebliche Rahmen	1	verwinkelt oder länglich	1
Fachwerke	2		
Rahmen mit Füllwänden	2 - 4		
Gemischte Systeme	3		
Bauweise, Duktilität	WD	Foundation	WF
Stahlbeton, Stahl, Verbund	0	Flächenhaft	0
Bewehrtes Mauerwerk	2	Einzelgründung	1
Vorfabrikation, Holz	3		
Mauerwerk, unbewehrter Beton	3 + n		

$$WBAU = (1 + WG + WA + WW + WK + WD + WF) = \boxed{}$$

Kennzahlen für die Prioritätensetzung

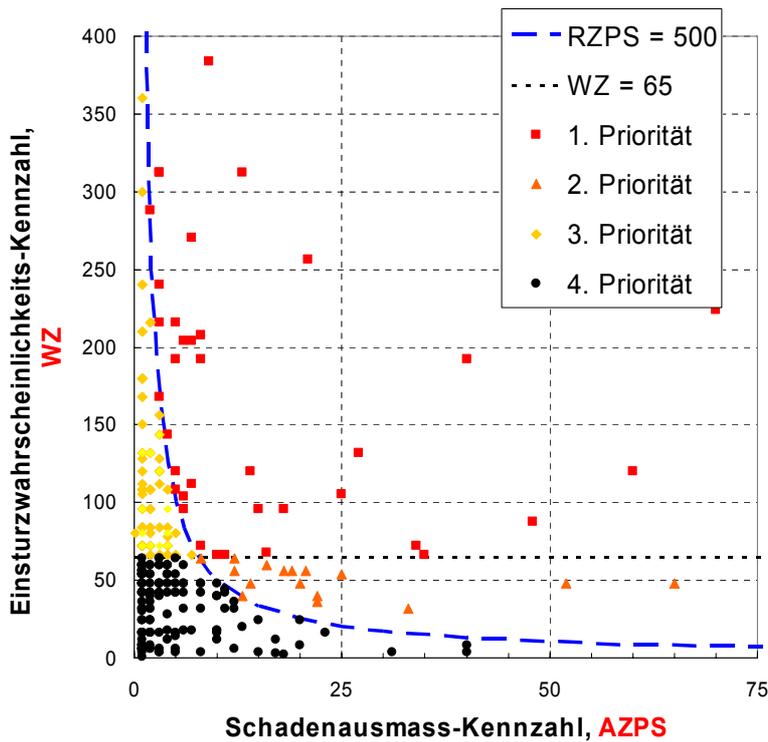
$$WZ = WEPB \cdot WBAU = \boxed{}$$

$$RZPS = AZPS \cdot WZ = \boxed{} \boxed{} \boxed{} \boxed{} \boxed{}$$

[BWG 2005a]

8.5 Dreistufiges BWG-Verfahren

Prioritätensetzung in Stufe 1



- **Bundesinventar von 322 Gebäuden BWK II und III in Z2, Z3a und Z3b:**
 1. **Priorität:**
RZPS > 500 WZ > 65
 2. **Priorität:**
RZPS > 500 WZ ≤ 65
 3. **Priorität:**
RZPS ≤ 500 WZ > 65
 4. **Priorität:**
RZPS ≤ 500 WZ ≤ 65
- **Bearbeitung in Stufe 2 erfolgt entsprechend der Prioritätensetzung in Stufe 1**

[BWG 2005a]

8.5 Dreistufiges BWG-Verfahren

Vorgehen in Stufe 2

- **Es handelt sich um einfache Überprüfung des Gebäudes bezüglich Erdbeben.**
- **Die Überprüfung in Stufe 2 umfasst:**
 - Erfassen wichtiger Mängel bezüglich Erdbebenverhalten mittels Checklisten
 - Abklären mittels Checkliste, ob Ersatzkraftverfahren anwendbar.
 - Falls ja, Erfüllungsfaktor α_{eff} bestimmen.
- **Prioritätensetzung für Stufe 3**
 1. **Priorität:** gravierende Mängel oder $\alpha_{eff} < 0,25$ oder BWK III
Stufe 3 erforderlich
 2. **Priorität:** $0,25 \leq \alpha_{eff} < 0,8$
Stufe 3 bei Umbau oder Sanierung
 3. **Priorität:** $\alpha_{eff} \geq 0,8$
In der Regel keine Stufe 3 erforderlich.
- **Falls aufgrund der Checkliste die Anwendbarkeit des Ersatzkraftverfahrens nicht erfüllt ist, muss ebenfalls Stufe 3 durchgeführt werden.**
- **Die Stufe 2 folgte ursprünglich dem Handbuch FEMA-310. In der 2. Fassung wurde sie an das Merkblatt SIA 2018 und an Schweizer Bauweisen angepasst [BWG 2006].**

8.5 Dreistufiges BWG-Verfahren

Kritische Würdigung

- Die Stufe 1 basiert auf den heute veralteten Erdbebenbestimmungen der Norm SIA 160 (1989), die 2003 durch die Normen SIA 260 bis 267 ersetzt worden sind.
- Die Stufe 1 geht davon aus, dass die Erdbebenbestimmungen der Normen SIA 160 (1970) und die SIA 160 (1989) konsequent eingehalten worden sind.
- Die Stufen 1 und 2 weisen Überschneidungen mit unterschiedlichen Bewertungskriterien für die gleichen Sachverhalte auf.
- Bei der Stufe 1 fehlt die Bewertung typischer Schwachstellen von Schweizer Gebäuden, wie z.B. flexible Holzdecken, mangelnde Verankerung der Decken in den Wänden, Querstabilität schlanker Mauerwerkswände oder Dilatationsfugen.
- Solche konstruktiven Schwachstellen spielen bei den niedrigen Kombinationen von Erdbebenzone, Baugrundklasse und Bauwerksklasse eine wichtige Rolle, da dort aufgrund der rechnerischen Nachweise oft keine Massnahmen gemäss Merkblatt SIA 2018 erforderlich werden.

8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

- **Verstärken**
 - neue Tragwände
 - Ausfachungen
 - neue Decken
 - neue Decken-Wandanschlüsse
- **Duktilität erhöhen**
 - Bewehrung, z.B. Klebebewehrung
 - Ummantelung
- **Schwächen**
 - Entfernen von Ausfachungen
 - Trennen von Bauteilen
 - Seismische Isolation



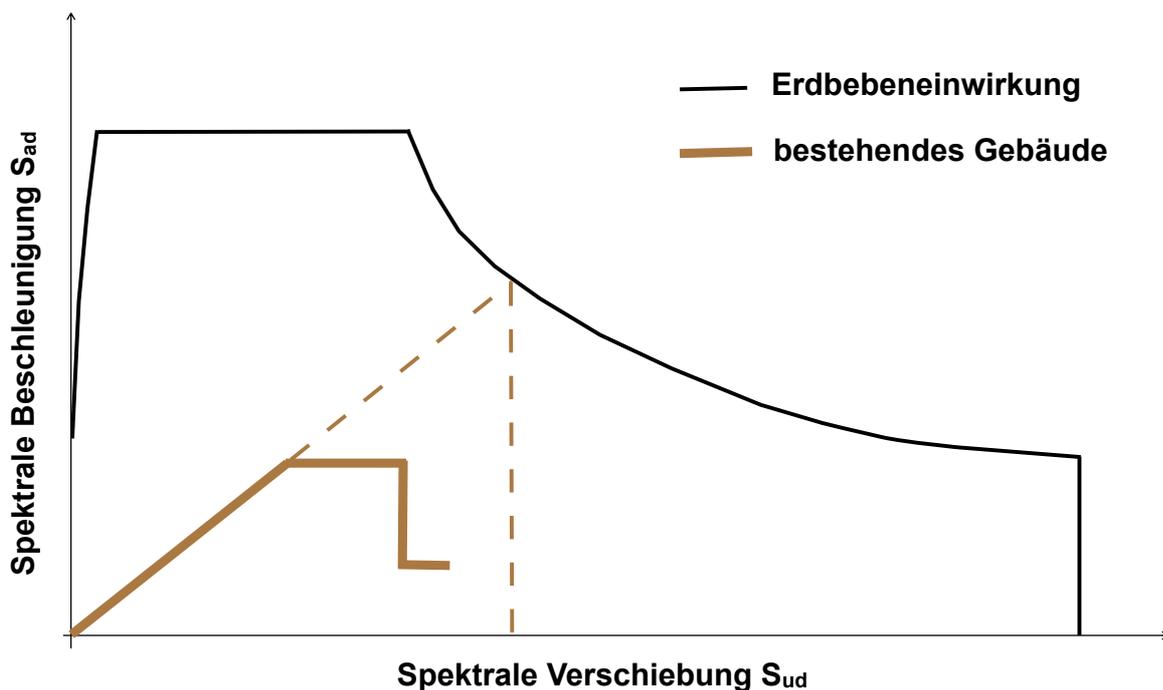
8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

- **Einwirkung reduzieren**
 - BWK-Deklassierung
 - Erhöhung der Dämpfung
- **Masse reduzieren**
 - Geschosse abtragen
- **Regularität verbessern**
 - Fugenschluss
 - Trennen verwinkelter Gebäudeteile
 - Soft-Storey eliminieren
- **Bei einem konkreten Objekt werden meist mehrere Strategien gezielt kombiniert.**



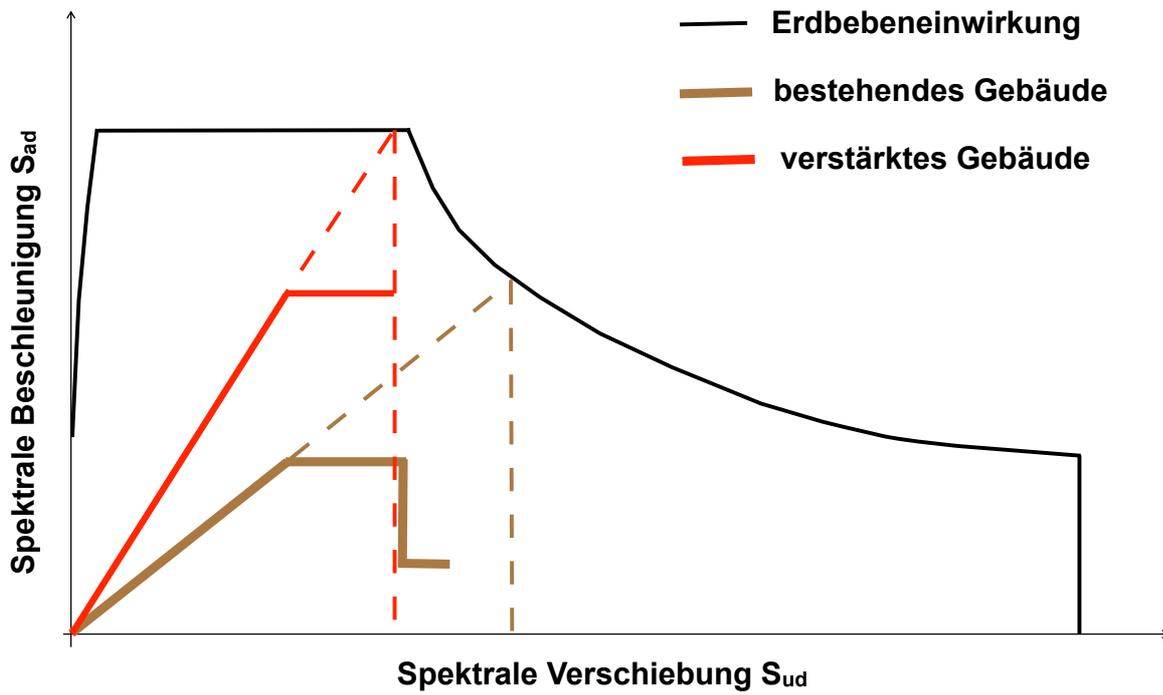
8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

Kapazitätskurve eines bestehenden Gebäudes im Vergleich mit der Bedarfskurve als elastisches Bemessungsspektrum im ADRS-Format



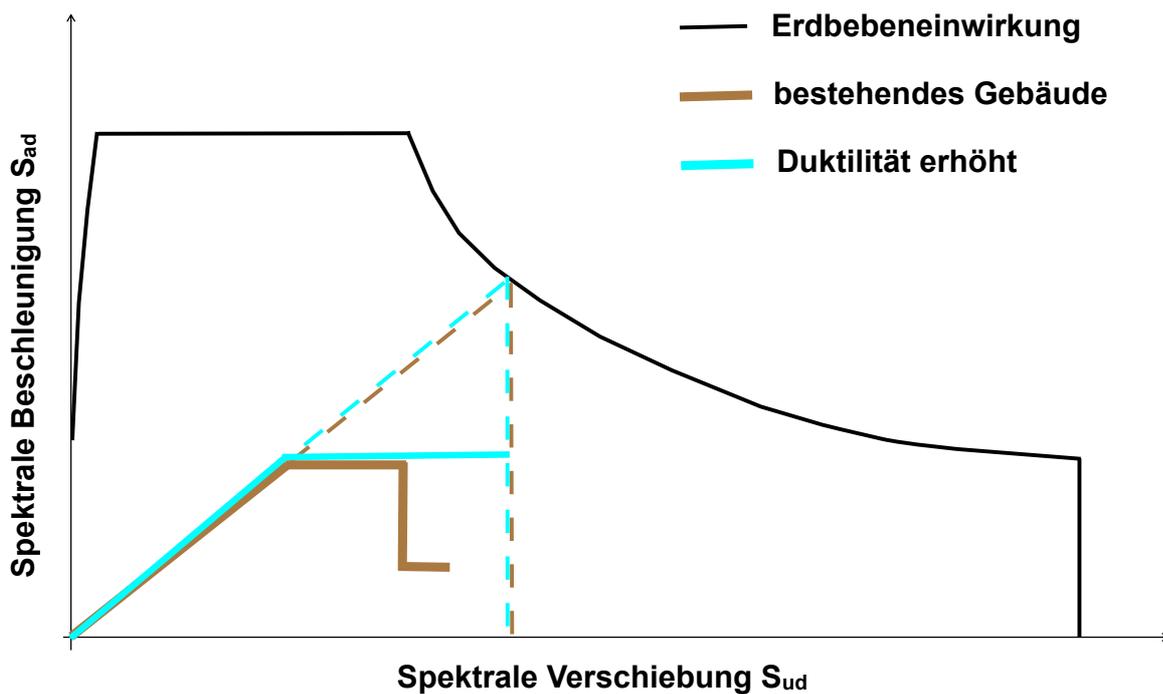
8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

Verstärken



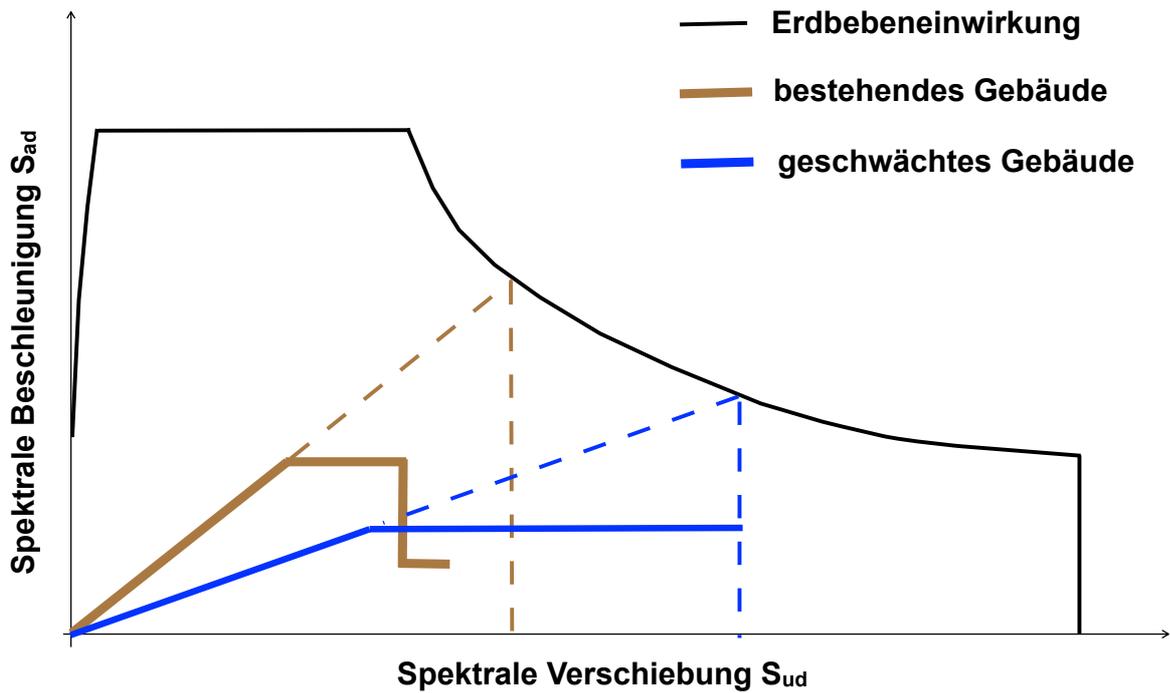
8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

Duktilität erhöhen



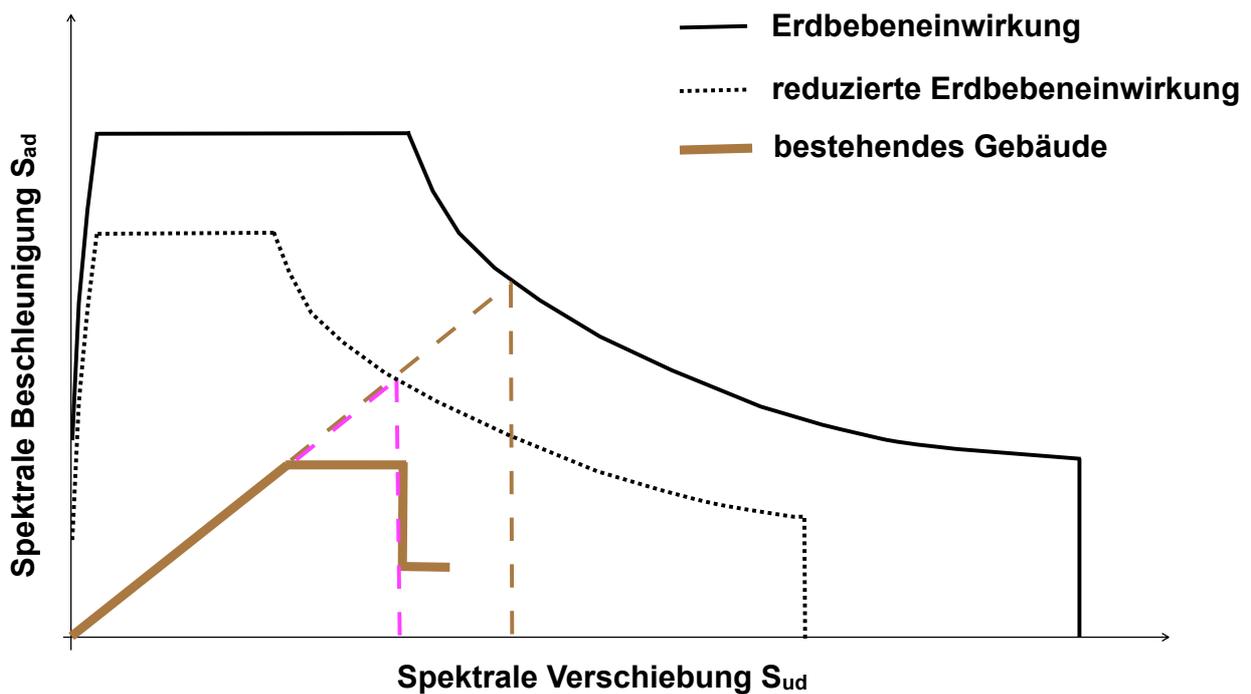
8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

Schwächen

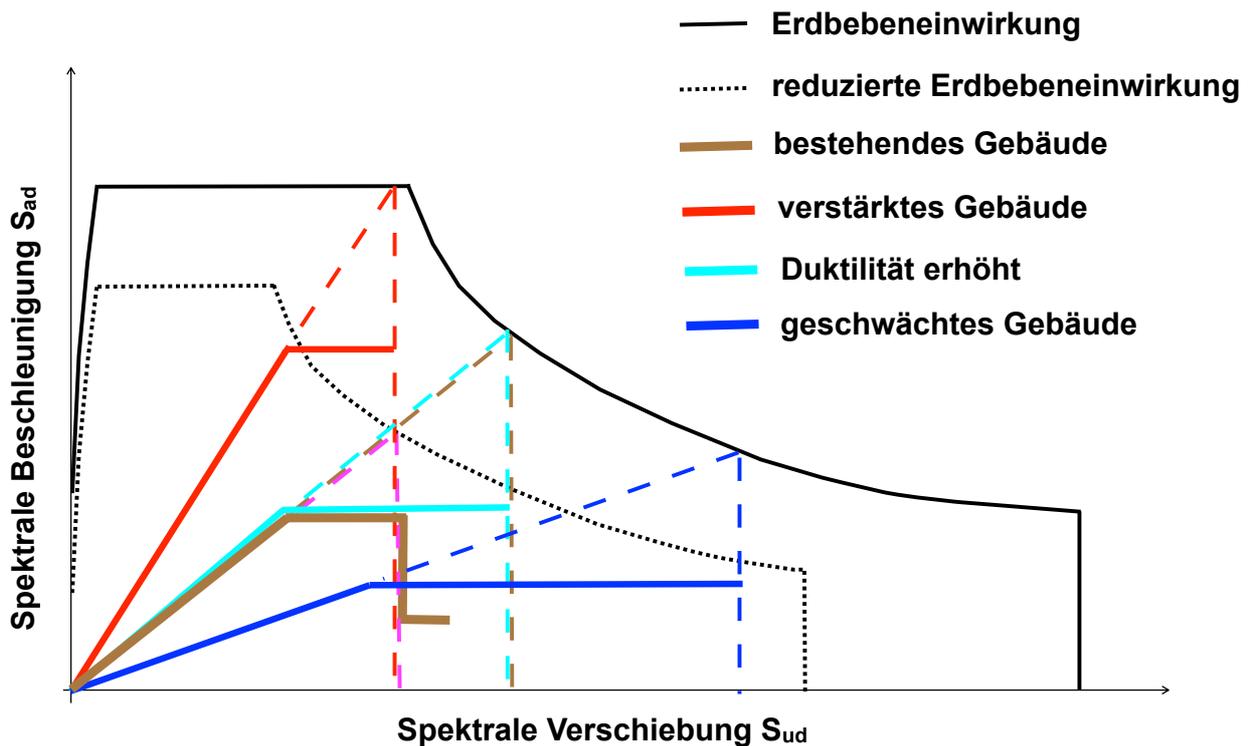


8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

Reduktion der Einwirkung



8.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung



8.7 Beispiele der Erdbebenertüchtigung

- **BWK III**
 - Kommandozentrale der Kantonspolizei in Sion
 - Feuerwehrgebäude in Visp
 - Unterwerk in Basel
- **BWK II**
 - Hörsaalgebäude HPH der ETH Zürich
 - EMPA-Verwaltungsgebäude in Dübendorf
 - Schule in Monthey
 - Wohnhaus mit Einkaufszentrum in Fribourg
 - Kinderklinik in Aarau
 - Gymnasium in Bern
 - Verwaltungsgebäude in St. Maurice
- **BWK I**
 - Wohngebäude in Crans-Montana
- **Istzustand genügend erdbebensicher**
 - Praktikumsgebäude HPP der ETH Zürich
 - Wohnhaus in Kriessern SG
- **Bogenstaumauer Les Toules VS**

Kommandozentrale der Kantonspolizei in Sion



- **Istzustand:**
 - keine horizontale Aussteifung in Gebäudelängsrichtung.
- **Ertüchtigung:**
 - Verstärkung in Längsrichtung durch Anbau
 - Sicherung nichttragender Mauerwerkswände mit Polyestergeweben.
 - Horizontale Sicherung der untergehängten Decken und anderer Einbauten.

Kommandozentrale der Kantonspolizei in Sion



Kommandozentrale der Kantonspolizei in Sion



Kenndaten

Nutzung	Kommando- zentrale
Baujahr	1962
Jahr der Ertüchtigung	1998
Bauwerksklasse	III
Erdbebenzone	Z3b
Baugrundklasse	standort- spezifisch
Personenbelegung P_B	40
Erfüllungsfaktor a_{eff} (SIA 160)	0,2
Erfüllungsfaktor a_{int} (SIA 160)	1,0
Kosten SIK_M in CHF	3'000'000
SIK_M / Gebäudewert	29%

[Koller 2000]

Feuerwehrgebäude in Visp



- **Istzustand:**
 - Giebelwand auf Südseite aus unbewehrtem Mauerwerk ungenügend.
 - Querrichtung auf Nordseite sowie Längsrichtung wird durch Anbau ausgesteift.
- **Ertüchtigung:**
 - vertikale Vorspannung der südlichen Giebelwand mittels CFK-Lamellen

Feuerwehrgebäude in Visp

Giebelwand aus unbewehrtem Mauerwerk mittels CFK-Lamellen verstärkt



Bild: T. Wenk

Feuerwehrgebäude in Visp



Bild: Ph. Truffer

Kenndaten

Kenndaten	
Nutzung	Feuerwehr
Baujahr	1974
Jahr der Ertüchtigung	2002
Bauwerksklasse	III
Erdbebenzone	Z3b
Baugrundklasse	mittelsteif
Personenbelegung P_B	2
Erfüllungsfaktor a_{eff} (SIA 160)	0,4
Erfüllungsfaktor a_{int} (SIA 160)	1,0
Kosten SIK_M in CHF	35'000
SIK_M / Gebäudewert	1,8%

[Truffer 2004]

Unterwerk in Basel



Bild: T. Wenk

- **Istzustand:**
 - Montagehalle ausgesteift durch schwach bewehrten Stahlbetonrahmen, der durch Mauerwerk ausgefacht ist.
- **Ertüchtigung:**
 - alle vier Fassadenwände verstärkt: 3 Stahlbetonwände und ein Stahlfachwerk

Unterwerk in Basel



Bild: T. Wenk

Kenndaten

Nutzung	Unterwerk
Baujahr	1964
Jahr der Ertüchtigung	2006
Bauwerksklasse	III
Erdbebenzone	Z3a
Baugrundklasse	C
Personenbelegung P_B	0
Erfüllungsfaktor α_{eff}	0,3
Erfüllungsfaktor α_{int}	1,0
Kosten SIK_M in CHF	650'000
SIK_M / Gebäudewert	5,4%

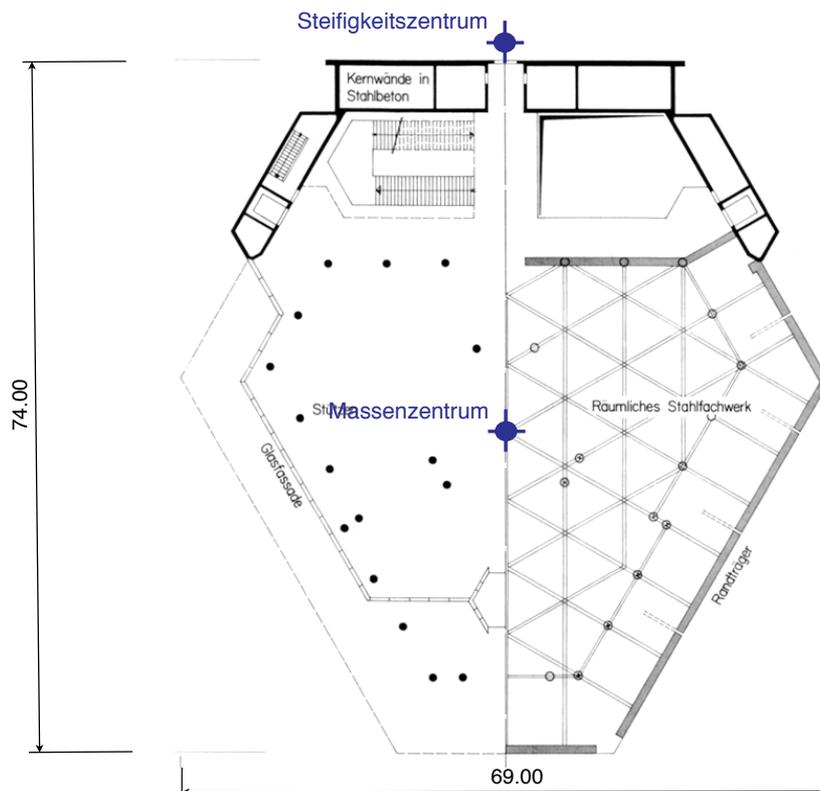
[Koller 2008]

Hörsaalgebäude HPH der ETH Zürich



- **Istzustand:**
 - Softstory im Erdgeschoss
 - grosse Exzentrizität im Grundriss
- **Ertüchtigung:**
 - Stahlfachwerk im Erdgeschoss
 - Gleichzeitig konnte auch die Tragsicherheit für Schwerelasten verbessert werden.

Hörsaalgebäude HPH der ETH Zürich



Hörsaalgebäude HPH der ETH Zürich



Bild: T. Wenk

Kenndaten

Nutzung	Hörsäle
Baujahr	1971
Jahr der Ertüchtigung	1994
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	mittelsteif
Personenbelegung PB	200
Erfüllungsfaktor a_{eff} (SIA 160)	0,25
Erfüllungsfaktor a_{int} (SIA 160)	1,0
Kosten SIK_M in CHF	500'000
SIK_M / Gebäudewert	0,7%

EMPA-Verwaltungsgebäude in Dübendorf



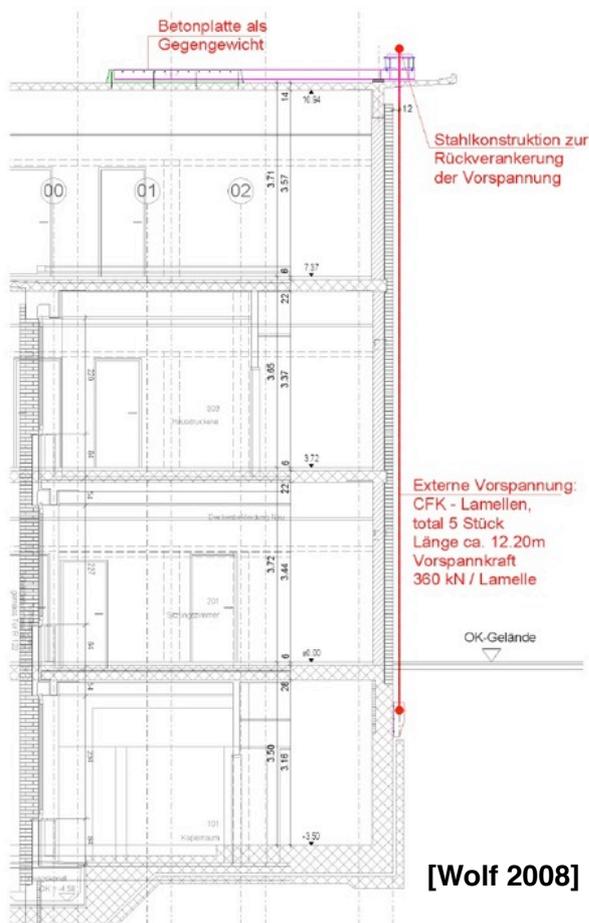
Bild: T. Wenk

- **Istzustand:**
 - In Längsrichtung genügen der vorhanden Stahlbetonkern und die Stahlbetonrahmen
 - In Querrichtung ist die Mauerwerkswand der vom Kern entfernteren Stirnfassade überbeansprucht.
- **Ertüchtigung:**
 - Verstärkung durch aussenliegende CFK-Spannglieder

EMPA-Verwaltungsgebäude in Dübendorf



Mauerwerkswand der Stirnfassade verstärkt mittels aussenliegender Vorspannung durch 5 CFK-Spannglieder.



EMPA-Verwaltungsgebäude in Dübendorf

Kenndaten

Nutzung	Bürogebäude
Baujahr	1960
Jahr der Ertüchtigung	2007
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	E
Personenbelegung P_B	80
Erfüllungsfaktor a_{eff}	0,25
Erfüllungsfaktor a_{int}	1,0
Kosten SIK_M in CHF	150'000
SIK_M / Gebäudewert	1,7%

Schule in Monthey



- **Istzustand:**
 - unbewehrtes Mauerwerk
- **Ertüchtigung:**
 - Vorderseite:
Stahlbetonwand
 - Rückseite:
Stahlbetonliffkern

Schule in Monthey



Schule in Monthey



Kenndaten

Nutzung	Schule
Baujahr	1903/1950
Jahr der Ertüchtigung	2004/7
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z3a
Baugrundklasse	Mikrozonierung
Personenbelegung PB	32
Erfüllungsfaktor a_{eff}	0,15
Erfüllungsfaktor a_{int}	0,8
Kosten SIK_M in CHF	540'000
SIK_M / Gebäudewert	11%

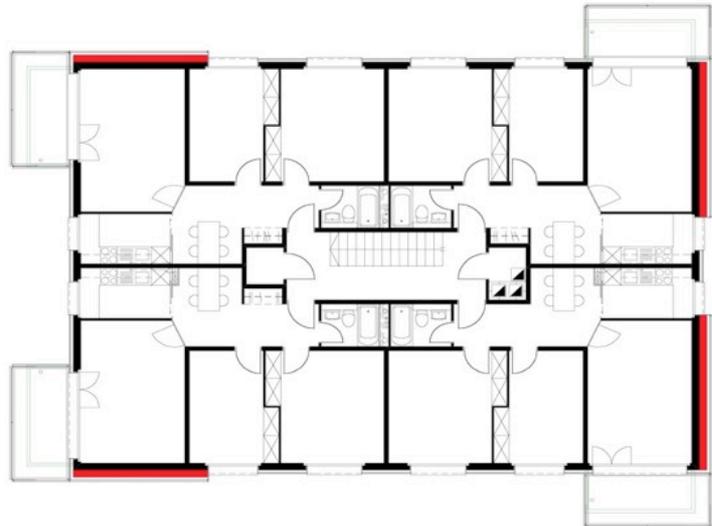
[Peruzzi 2007]

Wohnhaus mit Einkaufszentrum in Fribourg



- **Istzustand:**
 - Mauerwerkswände in den Obergeschossen
 - Stahlbetonstützen im Erdgeschoss (Softstory)
- **Ertüchtigung:**
 - Je zwei neue schlanke Stahlbetontragwände pro Hauptrichtung, die über alle Geschosse laufen.

Wohnhaus mit Einkaufszentrum in Fribourg



Grundriss der Obergeschosse

[Lateltin 2003]

Wohnhaus mit Einkaufszentrum in Fribourg



Kenndaten

	Einkaufszentrum
Nutzung	Einkaufszentrum
Baujahr	1970
Jahr der Ertüchtigung	2002
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	steif
Personenbelegung P_B	45
Erfüllungsfaktor α_{eff} (SIA 160)	0,5
Erfüllungsfaktor α_{int} (SIA 160)	1,0
Kosten SIK_M in CHF	1'700'000
SIK_M / Gebäudewert	7,4%

[Lateltin 2003]

Kinderklinik in Aarau



- **Istzustand:**
 - In Längsrichtung fehlt ein Aussteifungssystem.
 - In Querrichtung durch die Giebelwände in unbewehrtem Mauerwerk ausgesteift.
- **Ertüchtigung:**
 - In Längsrichtung zwei neue Stahlbetontragwände, davon ist eine als gekoppelte Tragwand ausgebildet.
 - In Querrichtung wurden die Giebelwände durch Stahlbetonwände aufgedoppelt.

Kinderklinik in Aarau



Kenndaten

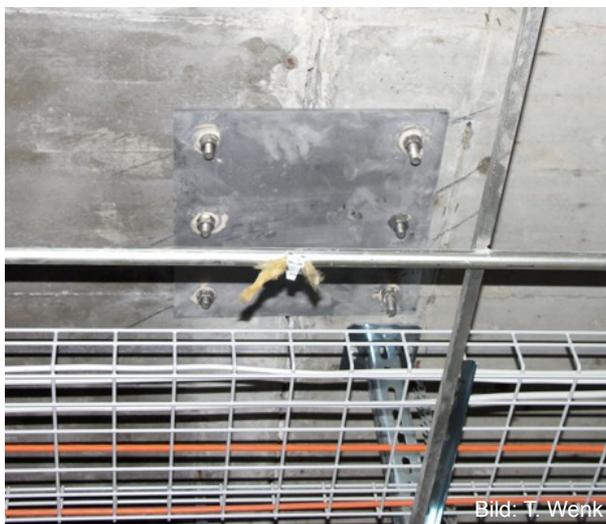
Nutzung	Bettenhaus
Baujahr	1954
Jahr der Ertüchtigung	1999
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	standort-spezifisch
Personenbelegung P_B	350
Erfüllungsfaktor a_{eff} (SIA 160)	0,1
Erfüllungsfaktor a_{int} (SIA 160)	1,0
Kosten SIK_M in CHF	900'000
SIK_M / Gebäudewert	3,8%

Gymnasium in Bern



- **Istzustand:**
 - Gebäude wird durch eine Dilatationsfuge in zwei Hälften geteilt.
 - Jede Hälfte wird durch je einen stark exzentrischen Stahlbetonkern ausgesteift.
- **Ertüchtigung:**
 - Fugenschluss

Gymnasium in Bern



Kenndaten

Kenndaten	
Nutzung	Schule
Baujahr	1965
Jahr der Ertüchtigung	2006
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	E
Personenbelegung P_B	200
Erfüllungsfaktor α_{eff}	0,1
Erfüllungsfaktor α_{int}	0,5
Kosten SIK_M in CHF	300'000
SIK_M / Gebäudewert	0,7%

Verwaltungsgebäude in St. Maurice



Bild: T. Wenk

- **Istzustand:**
 - Mauerwerkswände in Querrichtung
 - Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung in Längsrichtung: kurze Stützen
- **Ertüchtigung:**
 - je eine neue Stahlbetontragwand in den beiden Längsfassaden

Verwaltungsgebäude in St. Maurice



Bild: R. Peruzzi

Kenndaten

	Motorfahr- zeugkontrolle
Nutzung	
Baujahr	1955
Jahr der Ertüchtigung	2005
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z3a
Baugrundklasse	C
Personenbelegung P_B	2
Erfüllungsfaktor a_{eff}	0,17
Erfüllungsfaktor a_{int}	0,7
Kosten SIK_M in CHF	50'000
SIK_M / Gebäudewert	3,5%

[Peruzzi 2007]

Wohngebäude in Crans-Montana



Bild: T. Wenk

- **Istzustand:**
 - Mauerwerkswände
- **Ertüchtigung:**
 - Vier neue schlanke Stahlbetontragwände in den Aussenfassaden.
 - Realisiert im Rahmen des Umbaus von Hotel zu Eigentums-wohnungen.

Wohngebäude in Crans-Montana



Bild: J. Gasser

Kenndaten

Nutzung	Wohnen
Baujahr	1958
Jahr der Ertüchtigung	2004
Bauwerksklasse	I
Erdbebenzone	Z3b
Baugrundklasse	A
Personenbelegung P_B	25
Erfüllungsfaktor a_{eff}	0,2
Erfüllungsfaktor a_{int}	1,0
Kosten SIK_M in CHF	150'000
SIK_M / Gebäudewert	4,2%

[Gasser 2004]

Praktikumsgebäude HPP der ETH Zürich

Istzustand konnte als genügend erdbebensicher akzeptiert werden.



Kenndaten

Kenndaten	
Nutzung	Forschung und Unterricht
Baujahr	1971
Jahr der Überprüfung	2005
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	C
Personenbelegung PB	300
Erfüllungsfaktor α_{eff}	0,7

Wohnhaus in Kriessern SG

Istzustand konnte als genügend erdbebensicher akzeptiert werden.



Kenndaten

Kenndaten	
Nutzung	Wohnen
Baujahr	1960
Jahr der Überprüfung	2005
Bauwerksklasse	I
Erdbebenzone	Z2
Baugrundklasse	D
Personenbelegung PB	10
Erfüllungsfaktor α_{eff}	1,0

Bogenstaumauer Les Toules VS



Bild: T. Wenk

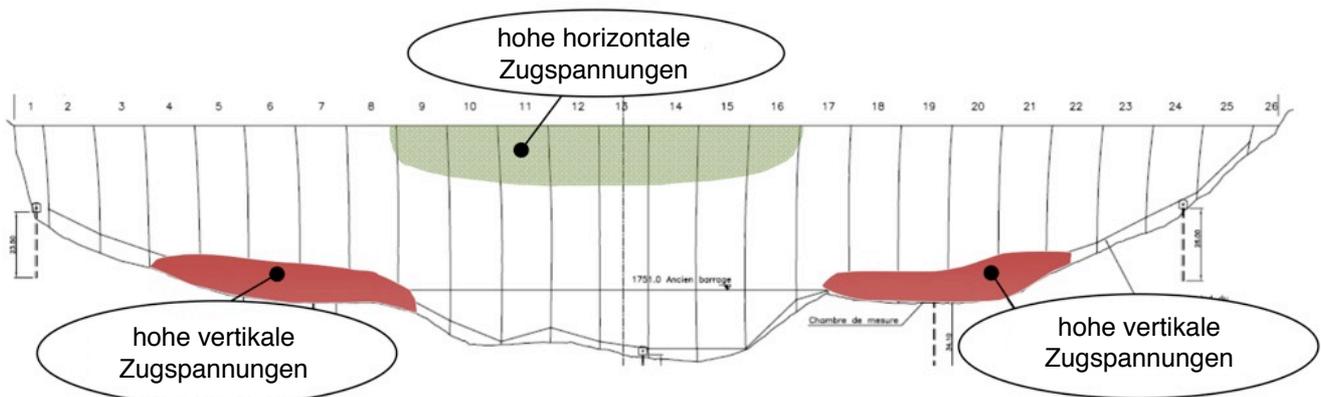
- Höhe 86 m, Breite 460 m
- Dicke 4,5 m an der Krone und 20,5 am Fuss
- Stauseevolumen 20 Mio. m³
- an der Grossen St.-Bernhard-Passstrasse gelegen.

Thomas Wenk

75

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Bogenstaumauer Les Toules VS



[Nilipour 2006]

- **Istzustand:**
 - schlankste Bogenstaumauer Europas in breitem U-förmigen Tal
 - ursprünglich bemessen für eine horizontale Erdbebenersatzkraft von 10% g
 - hohe Betonzugbeanspruchungen bis zu 12 MPa unter heutigem Bemessungsbeben ($a_{gd} = 28\% g$)
- **Ertüchtigung:**
 - Zwei massive Stützkörper auf den seitlichen Flanken talseits
 - Verstärkung der Blockfugen mit zylindrischen Schubnocken im mittleren Kronenbereich.

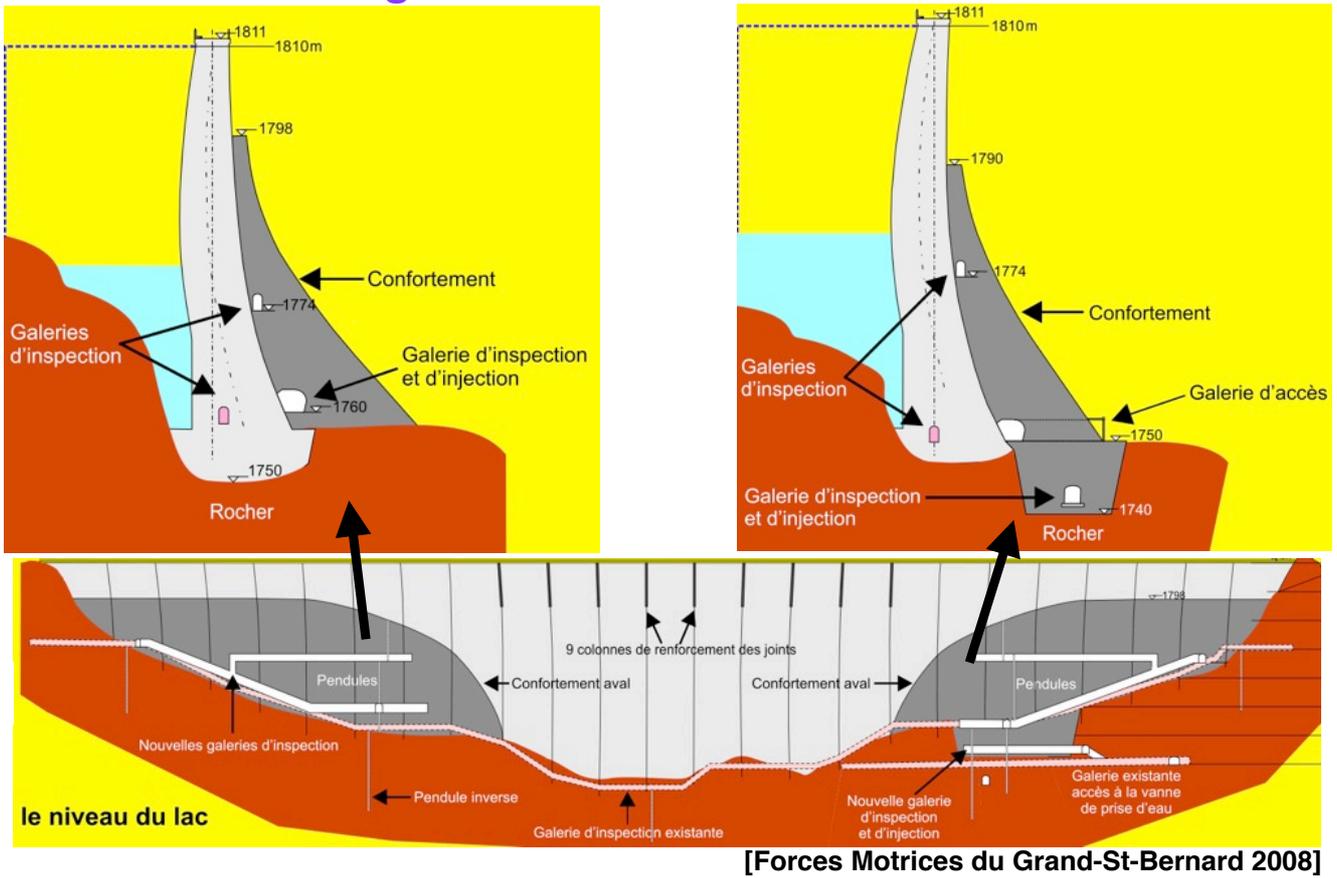
Thomas Wenk

76

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Seite 276

Bogenstaumauer Les Toules VS



Thomas Wenk

77

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

Bogenstaumauer Les Toules VS



Bild: T. Wenk

Kenndaten

Nutzung	Stausee
Baujahr	1955-1964
Jahr der Ertüchtigung	2008-2011
Bauwerksklasse (SIA-Normen nicht anwendbar)	grosse Talsperre
Erdbebenzone (a_{gd} für eine Wiederkehr- periode von 10'000 Jahren)	28% g
Baugrundklasse	Fels
Kosten der Ertüchtigung	38 Mio. CHF

Thomas Wenk

78

EvB I - FS 2011 - ETH Zürich

8.8 Kosten der Erdbebensicherung

Neubauten in der Schweiz

- Bei *Neubauten* können je nach Bauweise Mehrkosten zwischen 0 bis 1 % der Baukosten entstehen.
- Wenn die Regeln des erdbebengerechten Entwurfs von der frühen Entwurfsphase an beachtet werden, können die Erdbebenbeanspruchungen meist ohne Mehrkosten abgetragen werden, z.B. mit schlanken Stahlbetontragwänden. Wichtig ist insbesondere eine angepasste horizontale Steifigkeit des Tragwerks.
- Geringe Mehrkosten können für die Foundation bei Gebäuden ohne Untergeschossen erforderlich werden.
- Die Missachtung der Regeln des erdbebengerechten Entwurfs führt oft zu gewissen Mehrkosten, da sich bei unregelmässigen Tragwerken ungünstige Beanspruchungskonzentrationen bilden.
- Für die Entwurfsphase ist zu empfehlen, die Erdbebenbeanspruchungen als horizontalen Verformungszustand zu betrachten und nicht als Schnittkräfte infolge der Ersatzkräfte.

Kosten der Erdbebensicherung

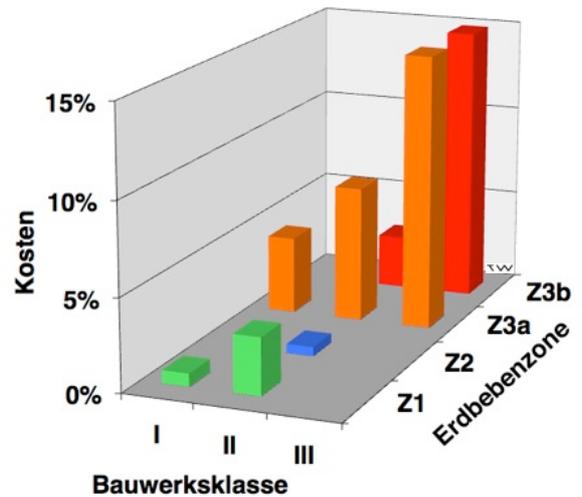
Bestehende Bauten in der Schweiz

- Bei *bestehenden Bauten* kann die nachträgliche Erdbebensicherung auf das Anforderungsniveau für Neubauten mit erheblichen Kosten verbunden sein.
- Die Regeln des erdbebengerechten Entwurfs sind meist nicht erfüllt.
- Neben den vertikalen Tragelementen können bei älteren Gebäuden auch die Holzdecken und insbesondere die Verbindung zwischen Decken und Wänden problematisch sein.
- Dank den risikobasierten Kriterien des Merkblatts SIA 2018 (2004) können bestehenden Gebäude als genügend erdbebensicher akzeptiert werden, auch wenn sie das Anforderungsniveau für Neubauten nicht voll erfüllen.
- Das Merkblatt SIA 2018 erlaubt, die Verhältnismässigkeit durch die Gegenüberstellung von Kosten und Nutzen einer Erdbebenertüchtigungsmassnahme relativ einfach zu beurteilen.

Kosten der Erdbebensicherung

Bestehende Bauten in der Schweiz

- Kosten von 22 ausgeführten Erdbebenertüchtigungen bei Gebäuden ausgewertet.
- Kosten variieren zwischen 0,4% und 30% des Gebäudeversicherungswertes.
- Erwartungsgemäss nehmen die Kosten mit höherer Bauwerksklasse und Erdbebenzone zu.
- Konstruktive Randbedingungen haben jedoch einen viel stärkeren Einfluss auf die Kosten.



8.9 Nutzen der Erdbebenertüchtigung



[E-Defense, Hyogo Earthquake Engineering Research Center, Japan 2005]

8.10 Literatur

BFS (2004): Eidgenössische Volkszählung 2000: Gebäude, Wohnungen und Wohnverhältnisse. Bundesamt für Statistik, Neuchâtel.

BGE (2008) Bundesgerichtsentscheid vom 23. Mai 2008 bezüglich der Instandsetzung der Hardbrücke in Zürich: BGr. 1C_183/2008 Erw. 6.1, Lausanne.

BWG (2005a): Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Bauten, Konzept und Richtlinien für die Stufe 1 (2. Fassung), Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.
www.bafu.admin.ch/naturgefahren/01915/01944/01945/

BWG (2006): Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Bauten, Konzept und Richtlinie für die Stufe 2 (2. Fassung), Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.
www.bafu.admin.ch/naturgefahren/01915/01944/01945/

BWG (2005b): Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Bauten, Konzept und Richtlinien für die Stufe 3, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.
www.bafu.admin.ch/naturgefahren/01915/01944/01945/

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

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

Dokumentation SIA D 0227(2008): Erdbebensicherheit von Gebäuden, Rechts- und Haftungsfragen, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

8.10 Literatur

EN 1998-3 (2005): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Erüchtigung von Gebäuden. SIA, Zürich.

FEMA 310 (1998): Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings - A Prestandard. Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.

Koller M.G. (2000): Beispiele zur Anwendung der Kapazitätsbemessung für die Erdbebenertüchtigung von Gebäuden. Dokumentation SIA D0162, Erdbebenvorsorge in der Schweiz, Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Koller M.G., Vöggtli H., Schwegler G. (2008): Verstärktes Unterwerk. Tec21, Heft 35/2008 29-31, Zürich.

Lateltin E. (2003): Assainissement du complexe de Beauregard-Centre Fribourg. Documentation du colloque fribourgeois sur le génie parasismique, le 5 novembre 2003. ECAB, Fribourg.

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

Nilipour N., Mouvet L. (2006): Seismic Assessment and Strengthening of a Slender Arch Dam, Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Peking.

Peruzzi R., Schmid A. (2007): Renforcer en transformant, Tracés, Bulletin technique de la Suisse romande, No. 2/2007, Ecublens VS.

Schefer R., Zwicky P., Santschi R. (1995): Verstärkung eines grossen Hörsaalgebäudes, Schweizer Ingenieur und Architekt (SI+A), Nr. 43/1995, Zürich.

8.10 Literatur

- SIA 462 (1994): Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke. Richtlinie, Zürich.
- SIA 2018 (2004): Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben. Merkblatt, Zürich.
- Truffer Ph., Fischli F., Rosati F., Berset Th., Schwegler G. (2004): Sicherung mit vorgespannten CFK-Lamellen. Baublatt Nr. 29, Rüslikon ZH.
- Vogel T. (2005): Einführung Grundsätze, Massnahmenempfehlung in: Überprüfung bestehender Gebäude, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Dokumentation SIA D 0211, Zürich.
- Wenk T. (1997): Erdbebensicherung bestehender Bauwerke nach verschiedenen Normen, Dokumentation SIA D 0145 Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik, Zürich.
- Wenk T. (2005): Erdbebeneinwirkung, Dokumentation SIA D 0211 Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Zürich.
- Wenk T. (2008): Was kostet die Erdbebensicherung von Gebäuden? Tec21, Heft 35/2008 18-22, Zürich.
- Wenk T. (2008): Erdbebenertüchtigung von Bauwerken, Strategie und Beispielsammlung aus der Schweiz, BAFU, Bern.
PDF-Datei: www.bafu.admin.ch/publikationen/publikation/01013/index.html?lang=de
- Wolf F. (2008): Instandsetzung Verwaltungsgebäude EMPA Dübendorf, Synaxis-Referenzblatt, Zürich.

Erdbebensicherung von Bauwerken I

9. Seismische Isolierung

Dr. Thomas Wenk

Frühjahrssemester FS 2011

Inhaltsübersicht

9.1 Prinzip der seismischen Isolierung

9.2 Isolierungssysteme

- Elastomerlager
- Bleikernlager
- Gleitpendellager
- Vorgespannter Federdämpfer

9.3 Tragwerksanalyse

- Einmassenschwinger
- Zweimassenschwinger

9.4 Einsatzmöglichkeiten

9.5 Normenbestimmungen

9.6 Anwendungsbeispiele

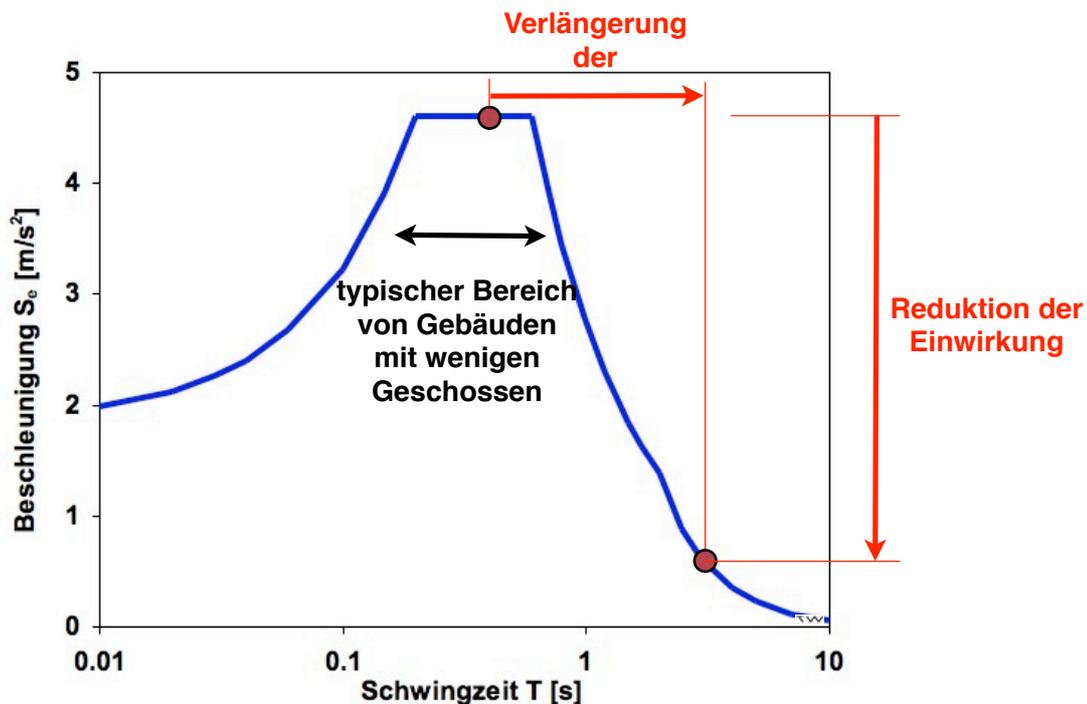
- historischer Rückblick
- Chemieanlagen
- Gebäude
- Brücken

9.7 Literatur

9.1 Prinzip der seismischen Isolierung

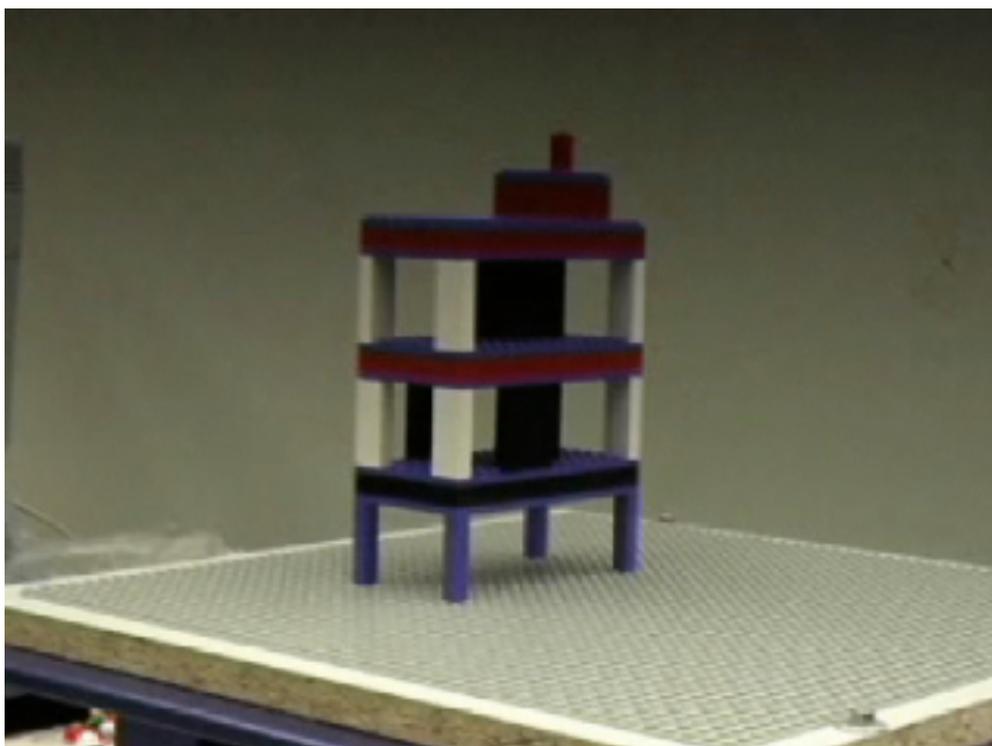
Tiefabstimmung des Tragwerks auf die Erdbebenanregung:

Die Grundfrequenz wird aus dem Resonanzbereich der Bodenbewegung in einen tieferen Schwingzeitenbereich mit wesentlich kleinerer Anregung verschoben.



Lego-Rütteltischversuch ohne Isolierung

Softstorey-Gebäude stürzt ein.



[Dazio 2007]

Lego-Rütteltischversuch mit Isolierung

Softstorey-Gebäude überlebt ohne Schäden.



[Dazio 2007]

Rütteltischversuch im Englekirk Center in San Diego

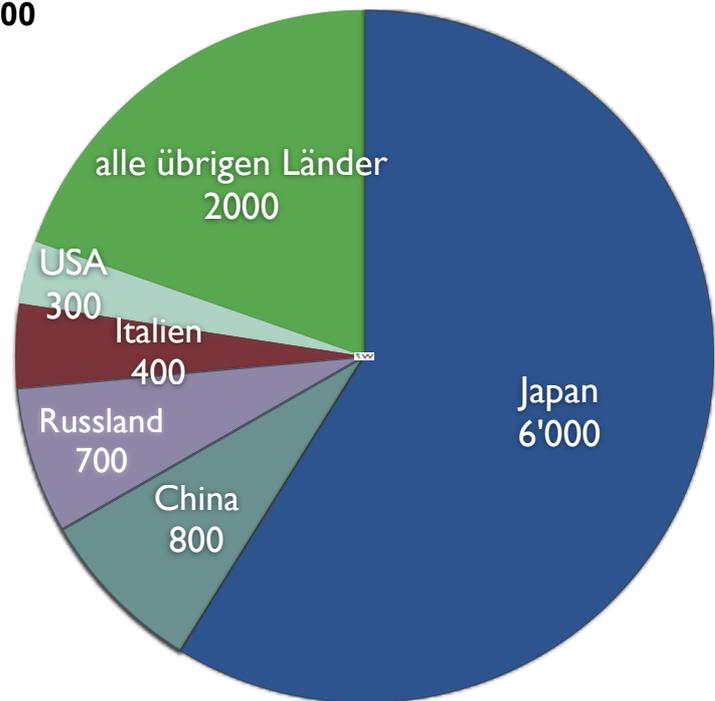


- **zwei 12-stöckige Modelle auf einem Rütteltisch**
- **links: feste Lagerung**
- **rechts: seismische Isolation**

[youtube.com/watch?v=kzVvd4Dk6sw]

Seismische Isolation weltweit

- Bis heute sind weltweit über 10'000 seismisch isolierte Bauwerke erstellt worden.
- Nach einem starken Erdbeben setzt meist ein starker Aufschwung in der Verbreitung der seismischen Isolation ein:
 - USA nach dem Northridge-Erdbeben 1994
 - Japan nach dem Kobe-Erdbeben 1995
 - Italien nach dem L'Aquila-Erdbeben 2009.
- Für Bauten in der BWK III wird seismische Isolation mehr und mehr zum Standard in Erdbebenländern.



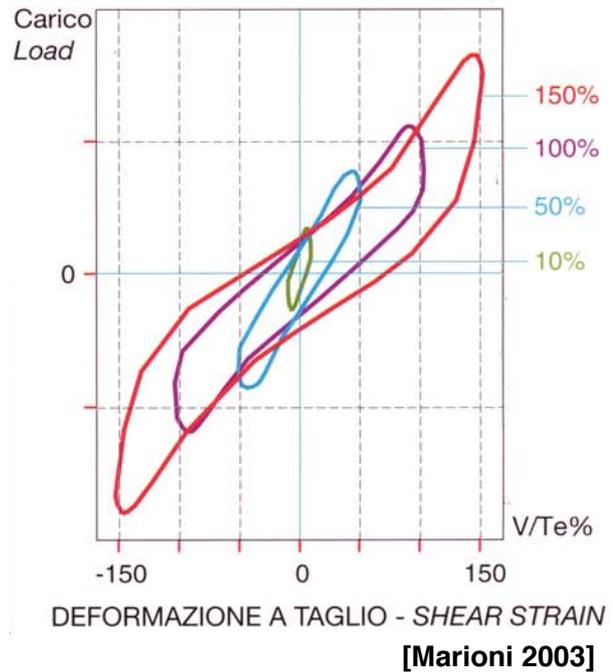
9.2 Isolierungssysteme

- **Elastomerlager**
 - normal- oder hochdämpfend
 - grosse Schubverformungsfähigkeit
- **Bleikernlager**
 - Elastomerlager kombiniert mit Bleikern
 - sehr hoch dämpfend dank Bleikern
- **Gleitpendellager**
 - konkave Gleitplatte
- **Gleitlager**
 - meist in Kombination mit anderen Vorrichtungen, z.B. hydraulischen Dämpfern oder Elastomerlagern
- **horizontal weiche Bauteile**
 - schwimmende Lagerung einer Balkenbrücke
 - Hängebrücken
 - Pendel

Elastomerlager



Aufbau:
Elastomerschichten bewehrt durch dünne hochfeste Stahlplatten.



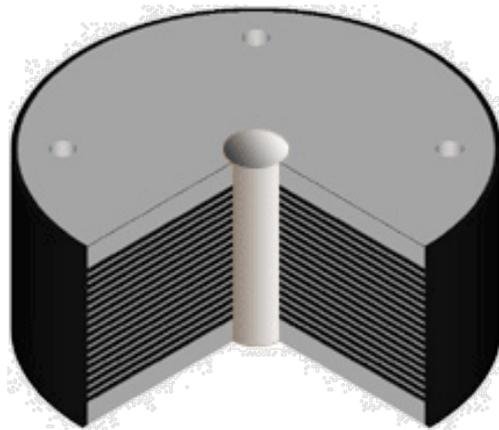
Elastomerlager

Zyklischer Abnahmeversuch mit zunehmender Amplitude



Schweizer Fernsehen: Wissenschaftsmagazin „Einstein“ vom 17. Januar 2008

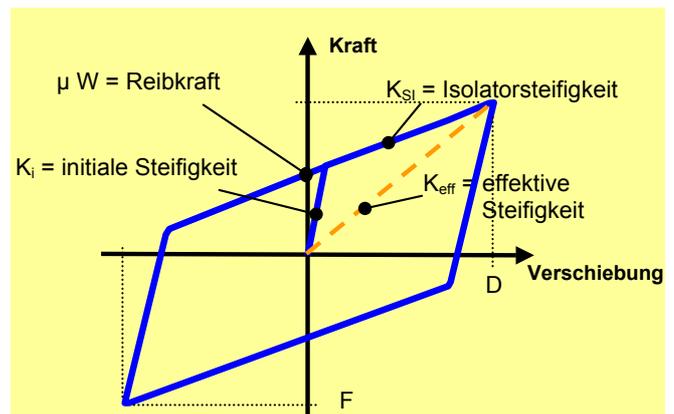
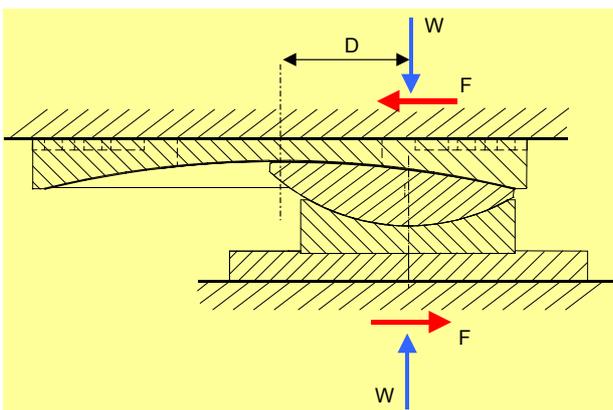
Bleikernlager



[FIP Industriale 2007]

- Elastomerlager mit zusätzlicher Dämpfung dank plastischer Verformung des Bleikerns.
- Äquivalente viskose Dämpfung bis zu 40%.
- Geeignet für hohe Seismizität mit grossem Verschiebungsbedarf.
- Bei niedriger bis mittlerer Seismizität ist die Dämpfung von Elastomerlagern ohne Bleikern meist schon ausreichend.

Gleitpendellager



[Maurer Söhne 2007]

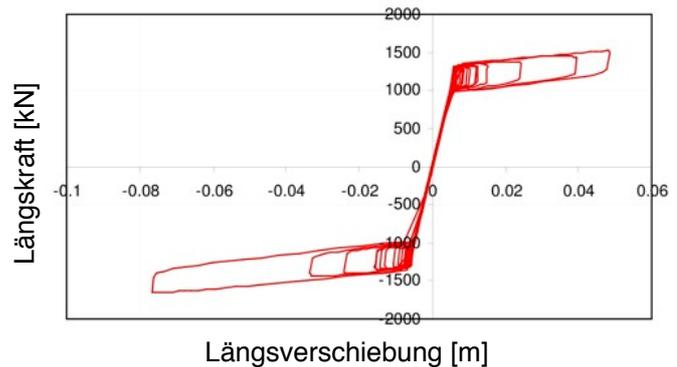
- Schwingzeit hängt nur vom Radius der Gleitflächen ab und nicht von der Masse: $T = 2\pi \sqrt{R/g}$
- Reibungsdämpfung entsprechend einer äquivalenten viskosen Dämpfung von 10% bis 20%
- Krafterleitung zentrisch entweder oben oder unten möglich.
- Doppelgleitpendellager ermöglichen bei gleichem Durchmesser den doppelten Verschiebeweg gegenüber einfachen Gleitpendellagern.

Vorgespannte Federdämpfer

Preloaded Spring Damper PSD



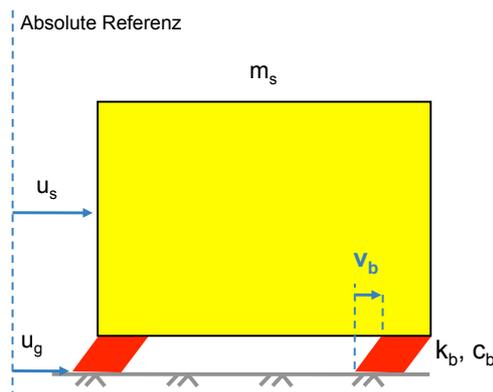
[Mageba 2011]



- Der vorgespannte Federdämpfer (PSD) ist geeignet für die Fixierung von Brückenträgern in Brückenlängsrichtung auf Seite des festen Widerlagers.
- Die Brems- und Anfahrkraft sowie die Horizontalkraft zur Längsstabilisierung unter Verkehrslasten überträgt der PSD relativ steif auf das Widerlager.
- Bei stärkerer Erdbebenanregung gibt der PSD nach und wirkt als hydraulischer Dämpfer mit nur noch geringem Anstieg der Horizontalkraft.

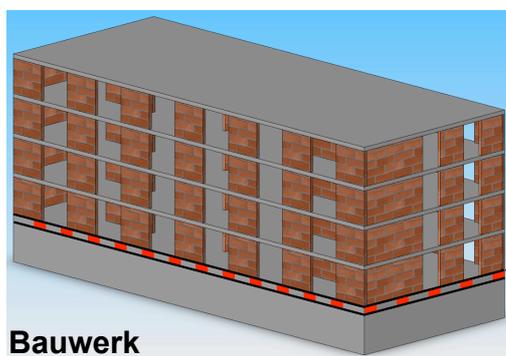
9.3 Tragwerksanalyse

Linearer Einmassenschwinger



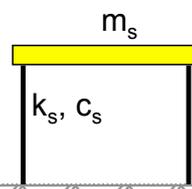
- Das einfachste Tragwerksmodell für ein seismisch isoliertes Bauwerk ist der lineare Einmassenschwinger. Geeignet für Vordimensionierung.
- Isolierungssystem wird durch die Sekantensteifigkeit und eine äquivalente viskose Dämpfung charakterisiert.
- Da die Schwingzeit meist ≥ 2 s ist, kann die Bemessungsverschiebung des Isolierungssystem $v_b = \gamma_x S_{ud,max}$ direkt aus dem konstanten Bereich des Verschiebungsspektrums bestimmt werden.

Linearer Zweimassenschwinger



Bauwerk

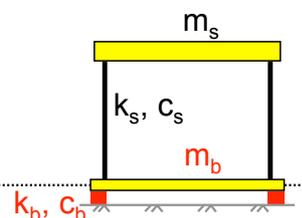
Modell ohne Isolierung (EMS)



$$\omega_s^2 = \frac{k_s}{m_s}$$

$$\zeta_s = \frac{c_s}{2m\omega_s}$$

Modell mit Isolierung (2MS)



$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{m_s + m_b}$$

$$\zeta_b = \frac{c_b}{2(m_s + m_b)\omega_b}$$

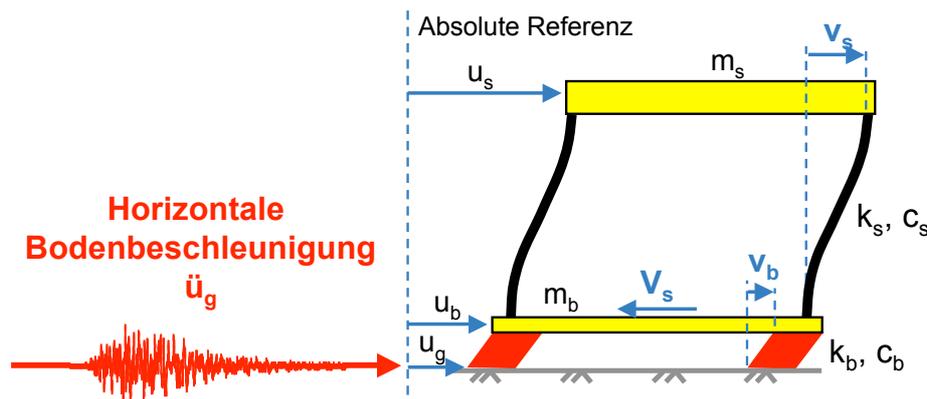
- Massenverhältnis γ
- Verhältnis der Eigenkreisfrequenzen ε



$$\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b} = \frac{m_s}{M}, \quad \varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}$$

nach [Dazio 2007] und [Naeim 1999]

Differentialgleichung des Zweimassenschwingers



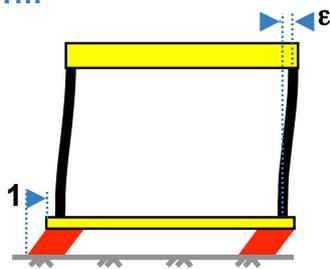
$$\begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{bmatrix} + \underbrace{\begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}} \begin{bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_b \\ v_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{u}_g$$

In den meisten Fällen: „Nichtklassische Dämpfung“

[Dazio 2007]

Modale Lösung des Zweimassenschwingers

1. Eigenform



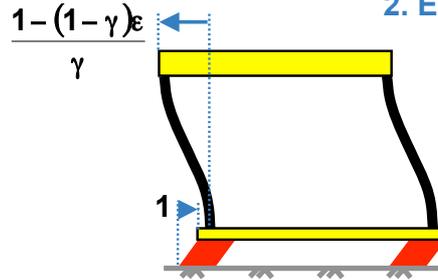
DGL: $\ddot{q}_1 + 2\omega_1\zeta_1\dot{q}_1 + \omega_1^2q_1 = -\Gamma_1\ddot{u}_g$

Param.: $\omega_1 \approx \omega_b \sqrt{1-\gamma\epsilon} \sim \omega_b$

$\zeta_1 \approx \zeta_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\epsilon\right) \sim \zeta_b$

$\Gamma_1 \approx 1 - \gamma\epsilon \sim 1$

2. Eigenform



DGL: $\ddot{q}_2 + 2\omega_2\zeta_2\dot{q}_2 + \omega_2^2q_2 = -\Gamma_2\ddot{u}_g$

Param.: $\omega_2 \approx \omega_s / \sqrt{1-\gamma}$

$\zeta_2 \approx \frac{\zeta_s}{\sqrt{1-\gamma}} + \frac{\zeta_b\gamma\sqrt{\epsilon}}{\sqrt{1-\gamma}}$

$\Gamma_2 \approx \gamma\epsilon \sim 0$

$\epsilon \ll 1$

$|v_b|_{\max} = (1-\gamma\epsilon)S_d(\omega_1, \zeta_1)$, $|v_s|_{\max} = \epsilon\sqrt{S_d(\omega_1, \zeta_1)^2 + S_d(\omega_2, \zeta_2)^2}$, $|V_s|_{\max} = k_s|v_s|_{\max}$

[Dazio 2007]

9.4 Einsatzmöglichkeiten der seismischen Isolierung

- **Neubauten**
 - wenn die Funktionstüchtigkeit nach einem Erdbeben wichtig ist:
 - Einsatzzentralen der Rettungskräfte
 - Spitäler
 - Rechenzentren, Telekommunikationszentren
 - Produktionsgebäude empfindlicher Güter
 - Brücken
 - Museen
 - Museumsgebäude
 - einzelne Exponate, z.B. Statuen
 - Bauten mit besonderem Risikopotenzial
 - Atomkraftwerke
 - störfallrelevante Bauten der Chemischen Industrie
- **Bestehende Bauten**
 - Grundsätzlich bestehen die gleichen Einsatzmöglichkeiten wie bei Neubauten.
 - wenn damit die baulichen Ertüchtigungsmassnahmen auf das Untergeschoss beschränkt werden können.
 - denkmalgeschützte Bauten

9.4 Einsatzmöglichkeiten der seismischen Isolierung

- **Vorteile der seismischen Isolierung:**
 - stark reduzierte horizontale Beschleunigungen im Bauwerk
 - Gebäudeinhalte müssen nicht oder höchstens für schwache Erdbebeneinwirkung ausgelegt werden.
 - praktisch keine Schäden bis zum Erreichen des Bemessungsbebens
 - sicherer dank besserer Berechenbarkeit des Erdbebenverhaltens.
- **Nachteile der seismischen Isolierung:**
 - bei flexiblen Bauten mit Grundswingzeiten > 2 s nur noch geringe Reduktion der horizontalen Beschleunigungen
 - Resonanzproblem Bauwerk-Boden auf sehr weichen Böden
 - seitlicher Freiraum um das Bauwerk erforderlich
 - Versorgungs- und Entsorgungsleitungen müssen flexibel mit dem Bauwerk verbunden sein.
 - Mehrkosten von einigen Prozenten gegenüber konventioneller Foundation.

9.5 Normenbestimmungen

- Die Bemessung einer seismischen Isolierung liegt ausserhalb des Anwendungsbereichs der SIA-Tragwerksnormen SIA 260 ff.
- Andererseits befinden sich ausführliche Kapitel zur seismischen Isolierung in den Europäischen Normen, die auch als Schweizer Normen vom SIA publiziert worden sind.
- Für Entwurf, Berechnung und Bemessung einer seismischen Isolierung sind die folgenden Europäischen Normen zu beachten:
 - für Gebäude der Teil 1 des Eurocode 8 EN 1998-1:2004
 - für Brücken der Teil 2 des Eurocode 8 EN 1998-2:2005
 - für Isoliervorrichtungen die Produktnorm EN 15129:2009 *Erdbebenvorrichtungen (Anti-Seismic Devices)*

Normenbestimmungen

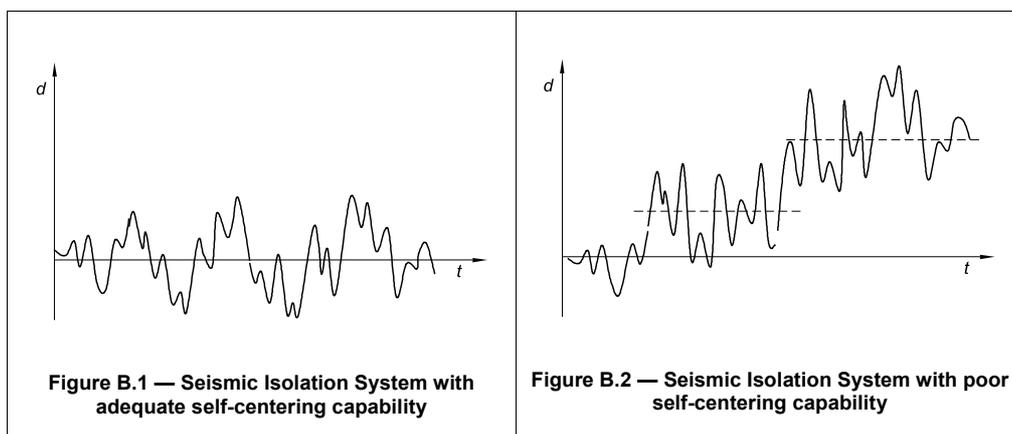
Die Grundprinzipien des Kapitels 10: „Basisisolierung“ im Teil 1 des Eurocode 8 sind:

- Bemessungskonzept: Oberbau und Unterbau bleiben elastisch, wenn die Isoliervorrichtungen ihre Kapazitätsgrenzen erreichen.
- Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ für Oberbau und $q = 1,0$ für Unterbau
- Für die Isolierungsvorrichtung gelten erhöhte Anforderungen. Die Verschiebungen infolge Erdbeben sind mit einem Vergrößerungsbeiwert γ_x zu multiplizieren:
für Gebäude: $\gamma_x = 1,2$
für Brücken: $\gamma_x = 1,5$
- Die beiden horizontalen und die vertikale Komponenten der Erdbeeinwirkung sind als gleichzeitig wirkend anzunehmen.
- Jede Komponenten der Erdbeeinwirkung wird durch das elastische Antwortspektrum vorgegeben.
- Die Tragwerksteile oberhalb und unterhalb der Isolierung sollen eine ausreichende Steifigkeit in beiden horizontalen und in vertikaler Richtung aufweisen, so dass Auswirkungen von differentiellen Setzungen infolge Erdbeben minimiert werden, z.B. durch die Anordnung einer Stahlbetonplatte oder eines Zerrbalkenrost (*grid of tie-beams*).

Normenbestimmungen

In der Produktnorm EN 15129 (2009) *Erdbebenvorrichtungen (Anti-Seismic Devices)* befinden sich detaillierte Bestimmungen für Isoliervorrichtungen unter anderem zu:

- Bemessung, Fabrikation und Abnahmeversuche von Erdbebenvorrichtungen
- Anforderungen an die Rückstellungsfähigkeit (Re-Centering Capacity): $E_s \geq 0,25 E_h$
- E_s : von der Vorrichtung reversibel aufgenommene Energie (elastische Dehnungsenergie and potentielle Energie)
- E_h : von der Vorrichtung dissipierte Energie



[EN 15129 2009]

9.6 Anwendungsbeispiele

- **Historischer Rückblick**
 - Schulhaus Heinrich Pestalozzi in Skopje
- **Chemieanlagen**
 - Flüssiggastank in Visp
- **Gebäude**
 - Feuerwehrgebäude Lützelhof in Basel
- **Brücken**
 - Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse
 - Singerbrücke A2 in Basel
- **Wohnhäuser in L'Aquila**

Schulhaus Heinrich Pestalozzi in Skopje

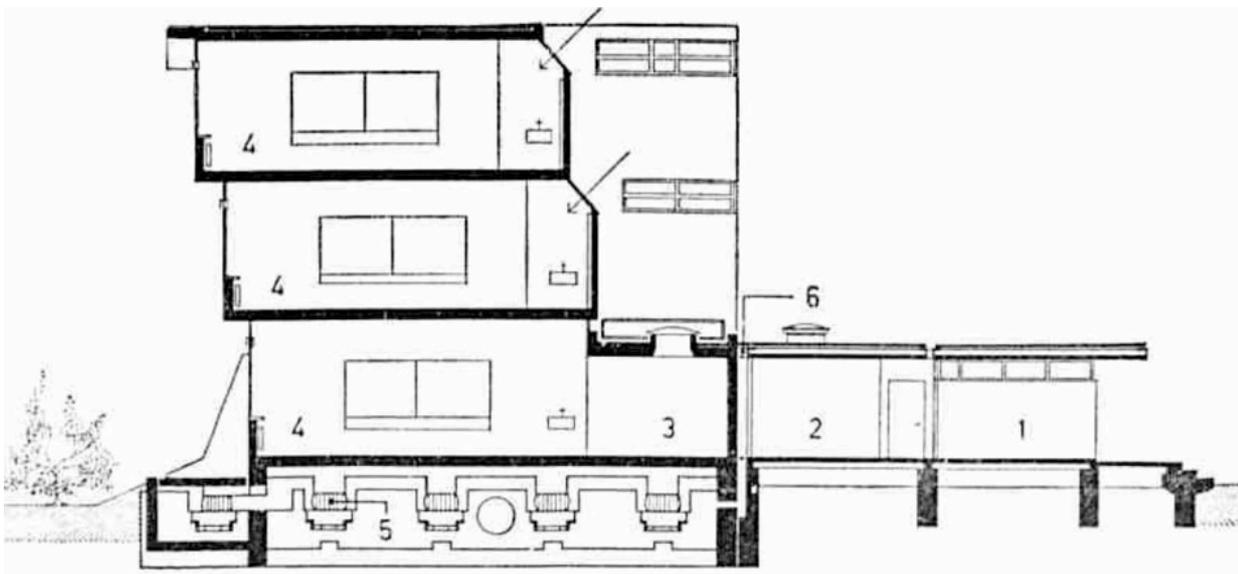


Bild: T. Wenk

- **Weltweit erste Anwendung von seismischer Isolierung auf Gummilagern.**
- **Nach dem schweren Erdbeben von Skopje 1963 dank Schweizer Hilfe im Jahre 1969 erstellt.**
- **Initiiert durch die Schweizer Gruppe der Interparlamentarischen Union unter Führung von Nationalrat Dr. H. Conzett.**
- **Entwickelt von einem Team von Zürcher Bauingenieuren in Zusammenarbeit mit der EMPA und der ETH Zürich [Hubacher, Staudacher, Siegenthaler 1970].**

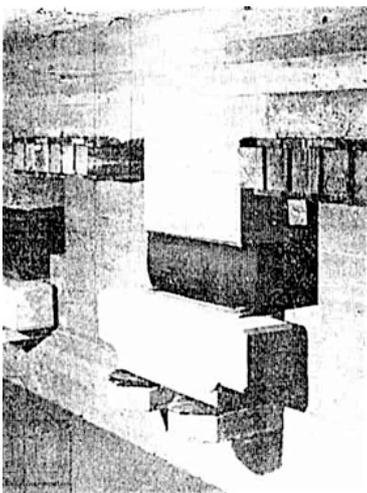
Schulhaus Heinrich Pestalozzi in Skopje

Querschnitt



- 1 - 3 Nebenräume 4 Klassenzimmer
5 Gummilager 6 Schwingungsfuge

Schulhaus Heinrich Pestalozzi in Skopje



[Hubacher, Staudacher, Siegenthaler 1970]

- Die Lagerung besteht aus unbewehrten Gummiblöcken 70 cm x 70 cm x 35 cm, die zugänglich im Untergeschoss eingebaut wurden.
- Grundschwingzeit $T = 1,5$ s
Bemessungsverschiebung $S_{ud} = 20$ cm
- Schwingungsfuge rund ums Gebäude
- Zur Verhinderung von horizontalen Windschwingungen wurden seitlich der Gummilager spröde Glaskörper eingebaut, die bei Erdbeben zerbrechen sollen.

Flüssiggastank in Visp

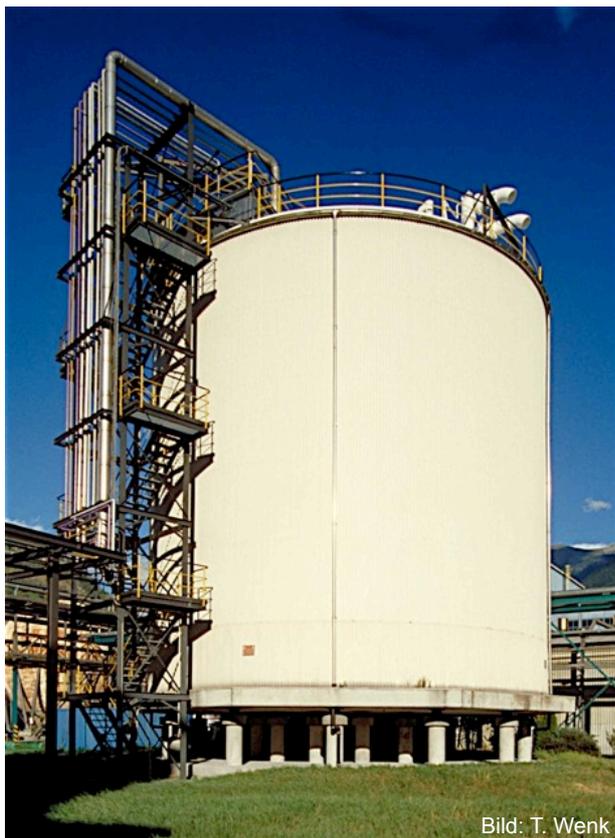


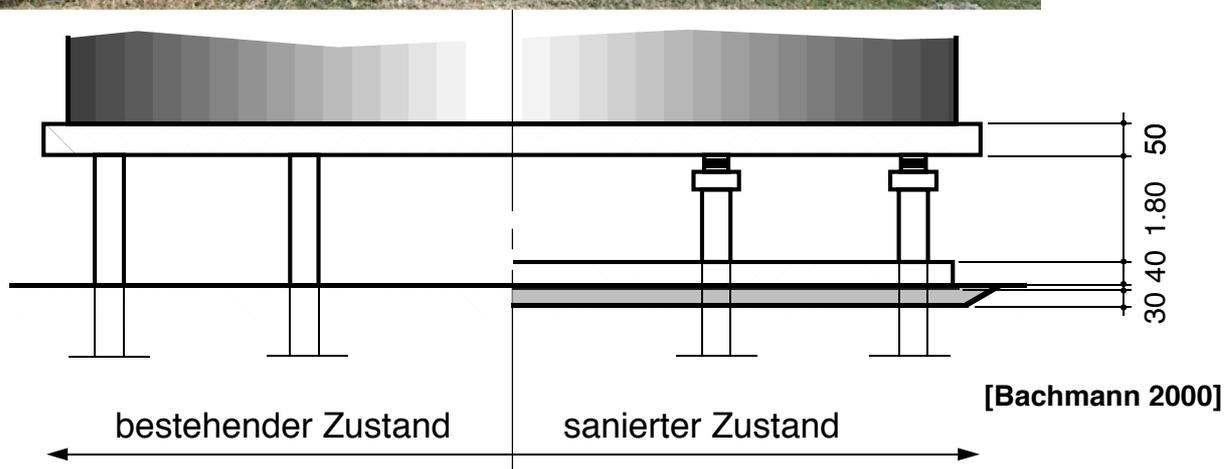
Bild: T. Wenk

- **Istzustand:**
 - Zum Hochwasserschutz liegt der Tank aufgeständert auf schlanken Pfählen.
 - Pfähle und Stahltank werden unter Erdbebeneinwirkung überbeansprucht.
- **Ertüchtigung:**
 - Seismische Isolierung mittels hochdämpfenden Gummilagern
 - Verbindung der Pfähle durch eine Betonplatte auf Niveau des Bodens.
 - Verstärkung des Stahl tanks wurde nicht mehr erforderlich.

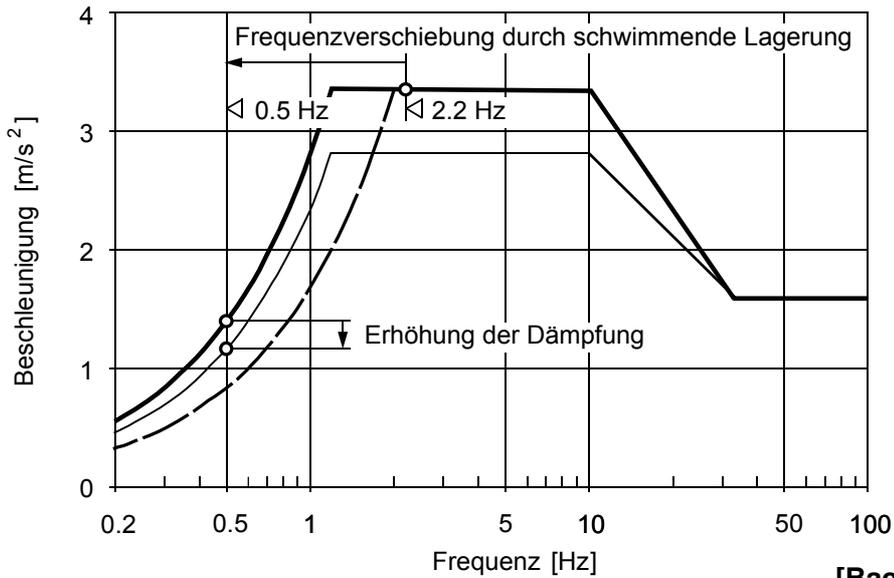
Flüssiggastank in Visp



Bild: T. Wenk



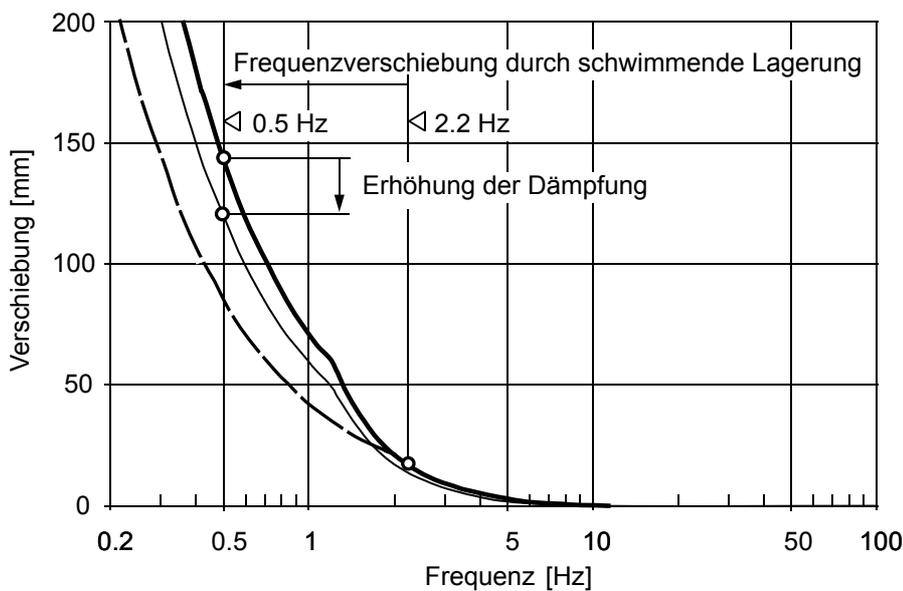
Flüssiggastank in Visp



[Bachmann 2000]

- Standortspezifisches Spektrum $\zeta = 5\%$
- Standortspezifisches Spektrum $\zeta = 8\%$
- - - Spektrum für mittelsteife Böden nach SIA 160 $\zeta = 5\%$

Flüssiggastank in Visp



[Bachmann 2000]

- Standortspezifisches Spektrum $\zeta = 5\%$
- Standortspezifisches Spektrum $\zeta = 8\%$
- - - Spektrum für mittelsteife Böden nach SIA 160 $\zeta = 5\%$

Flüssiggastank in Visp



Kenndaten

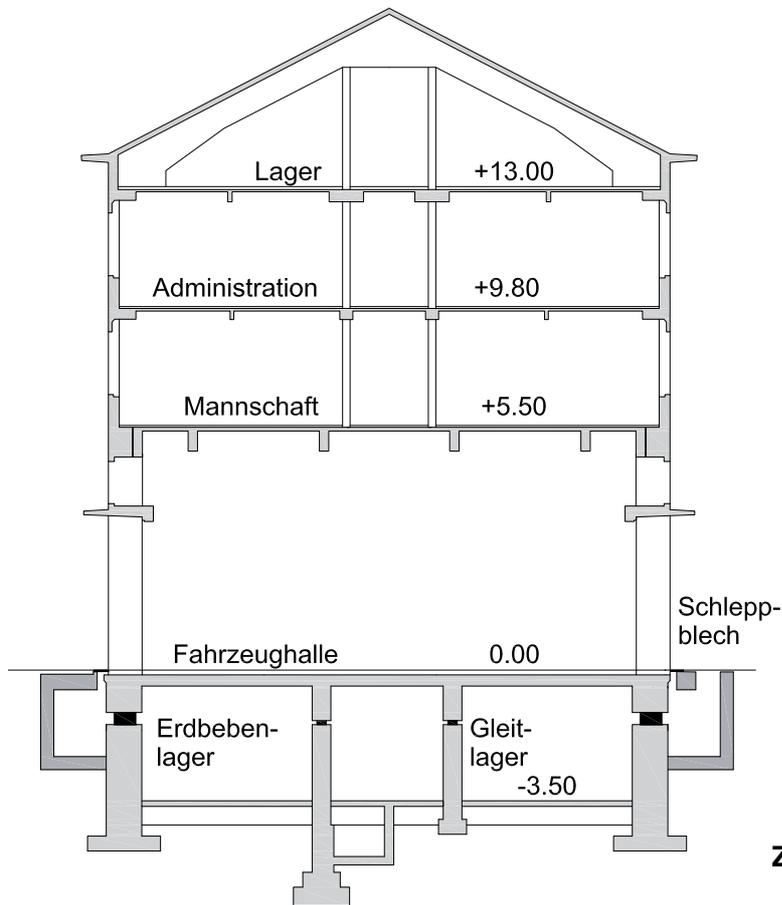
	Lagerung von Flüssiggas
Nutzung	
Baujahr	1980
Jahr der Ertüchtigung	2000
Bauwerksklasse	III
Erdbebenzone	Z3b
Baugrundklasse	standort-spezifisch
Personenbelegung PB	--
Erfüllungsfaktor α_{eff} (SIA 160)	0,2
Erfüllungsfaktor α_{int} (SIA 160)	1,0
Grundschwingzeit $T_{isoliert}$	2 s
Kosten SIK_M in CHF	350'000
SIK_M / Gebäudewert	12%

Feuerwehrgebäude Lützelhof in Basel



- **Istzustand:**
 - Softstory im Erdgeschoss
 - Diaphragmawirkung der dünnen Stahlbetondecken ungenügend.
- **Ertüchtigung:**
 - Seismische Isolierung mittels hochdämpfender Gummilager

Feuerwehrgebäude Lützelhof in Basel



Querschnitt durch das
Gebäude mit der
seismischen Isolierung
im Untergeschoss

[Bachmann,
Zachmann 2008]

Feuerwehrgebäude Lützelhof in Basel



Bild: T. Wenk

Erdbebenlager in den
Aussenwänden des
Untergeschosses



Bild: T. Wenk

Feuerwehrgebäude Lützelhof in Basel



**Gleitlager in den
Innenwänden des
Untergeschosses**

Feuerwehrgebäude Lützelhof in Basel



**Flexible Leitungstücke
beim Übergang zum
schwimmend gelagerten
Gebäude**

Feuerwehrgebäude Lützelhof in Basel



Kenndaten

Nutzung	Feuerwehr
Baujahr	1943
Jahr der Ertüchtigung	2007
Bauwerksklasse	III
Erdbebenzone	Z3a
Baugrundklasse	standort-spezifisch
Personenbelegung PB	60
Erfüllungsfaktor α_{eff}	0,2
Erfüllungsfaktor α_{int}	1,0
Grundschwingzeit $T_{isoliert}$	3,3 s
Kosten SIK_M in CHF	3'000'000
SIK_M / Gebäudewert	23%

Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse



- **Istzustand:**
 - **Ungenügende feste Längslagerung der beiden durch eine Zwischenfuge getrennten Brückenhälften bei den Widerlagern.**
 - **Überbeanspruchung der kurzen Stützen in Querrichtung.**
- **Ertüchtigung:**
 - **Wechsel auf schwimmende Längslagerung mit hochdämpfenden Elastomerlagern auf den Widerlagern und den kurzen Stützen.**

Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse

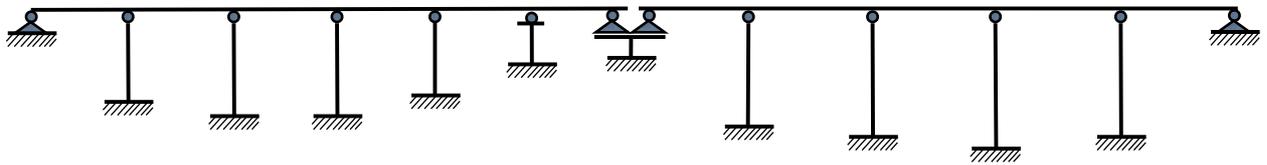


Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse

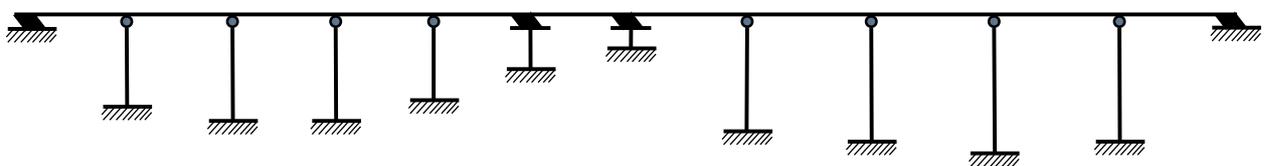


Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse

Längslagerung im Istzustand



Längslagerung erdbebenertüchtigt



Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse



Bild: T. Wenk

Kenndaten

Nutzung	Strassenverkehr
Baujahr	1978
Jahr der Ertüchtigung	2005
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z3b
Baugrundklasse	A
Personenbelegung PB	--
Erfüllungsfaktor α_{eff}	0,1
Erfüllungsfaktor α_{int}	1,0
Grundschwingzeit $T_{isoliert}$	2,5 s
Kosten SIK_M in CHF	150'000
SIK_M / Gebäudewert	2%

Singerbrücke A2 in Basel

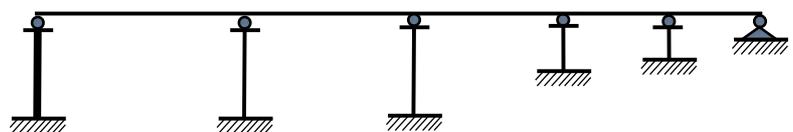


- **Istzustand:**
 - Ungenügende feste Längslagerung beim Widerlager (rechts im Bild).
- **Ertüchtigung:**
 - Wechsel auf schwimmende Längslagerung mittels seitlicher Nocken bei zwei Mittelstützen.

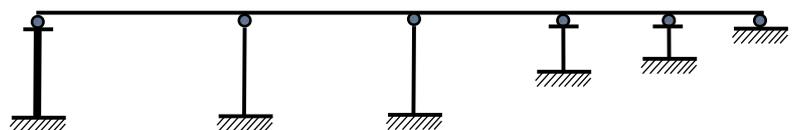
Singerbrücke A2 in Basel



Längslagerung im Istzustand



Längslagerung erdbebenertüchtigt



Singerbrücke A2 in Basel



Eine der beiden Mittelstützen mit nachträglich eingebauten seitlichen Nocken

Kenndaten

Nutzung	Strassenverkehr
Baujahr	1969-73
Jahr der Ertüchtigung	2007
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z3a
Baugrundklasse	A
Personenbelegung PB	--
Erfüllungsfaktor α_{eff}	0,08
Erfüllungsfaktor α_{int}	1,0
Grundschwingzeit $T_{isoliert}$	3 s

Wohnhäuser in L'Aquila



- Wiederaufbau nach dem Erdbeben $M_w = 6,3$ am 6.4.2009 in L'Aquila
- 170 Mehrfamilienhäuser mit 3 seismisch isolierten Obergeschossen
- Jedes Haus ist auf 40 Gleitpendellagern gelagert mit Bemessungsverschiebung $S_{ud} = 26$ cm.

Wohnhäuser in L'Aquila



Bild: T. Wenk

**Vorderseite:
Untergeschoss wird als
Parking genutzt.**



Bild: T. Wenk

**Rückseite:
Hangseitiger Abschluss
mit Schleppblech**

Wohnhäuser in L'Aquila



[Protezione Civile 2009]

**Schematischer
Querschnitt**



Bild: T. Wenk

**Gleitpendellager mit
konkaver Gleitfläche oben**

9.7 Literatur

- Bachmann H., Wenk T. (2000): Schwächen statt Verstärken bei der Erdbebensanierung, Schweizer Ingenieur und Architekt (SI+A), Nr. 3, Zürich.
- Bachmann H., Zachmann A. (2008): Schwimmende Lagerung Tec21, Heft 35/2008 26-28, Zürich.
- Dazio A. (2007): Seismische Isolation, Rahmenprogramm der SGEB-Generalversammlung 2007 am 1. Juni 2007 in Basel.
- EN 1998-1 (2004): Eurocode 8: Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, SIA 260.801. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- EN 1998-2 (2005): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 2: Brücken, SIA 260.802. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- EN 15129 (2009): Anti-Seismic Devices (Erdbebenvorrichtungen), Europäische Norm, Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel.
- FIP Industriale (2006): Dispositivi d'isolamento, serie LRB. www.fip-group.it, Selvazzano Dentro.
- Hubacher C., Staudacher E., Siegenthaler R. (1970): Erdbebensicherung im Bauen - Das Schulhaus „Heinrich Pestalozzi“ in Skopje: Die konstruktive Gestaltung und der Erdbebenschutz, Neue Zürcher Zeitung, Technikbeilage, 9. Februar 1970, Nr. 65 19-20.

Literatur

- Naeim F., Kelly J.M. (1999): Design of seismic isolated structures. John Wiley & Sons.
- Marioni (2003): Innovative Anti-Seismic Devices for Bridges. SIA-Dokumentation D0198, Aktuelle Probleme der Brückendynamik, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- Maurer Söhne (2006): Bauwerkschutzsysteme: Erdbebenschutz, www.maurer-soehne.de, München.
- Mageba (2011): Erdbebenschutz: Reston PSD Vorgespannte Federdämpfer, Produktbeschreibung, Bülach ZH.
- Protezione Civile (2009): c.a.s.e. Complessi antisismici sostenibili ed ecocompatibili, L'Aquila.
- Roth A. (1970): Erdbebensicherung im Bauen - Das Schulhaus „Heinrich Pestalozzi“ in Skopje: Das Projekt und seine Verwirklichung, Neue Zürcher Zeitung, Technikbeilage, 9. Februar 1970, Nr. 65 17-18.
- Wenk T. (2008): Erdbebenertüchtigung von Bauwerken, Strategie und Beispielsammlung aus der Schweiz, Bundesamt für Umwelt, BAFU, Bern, 84 S.