ETH
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

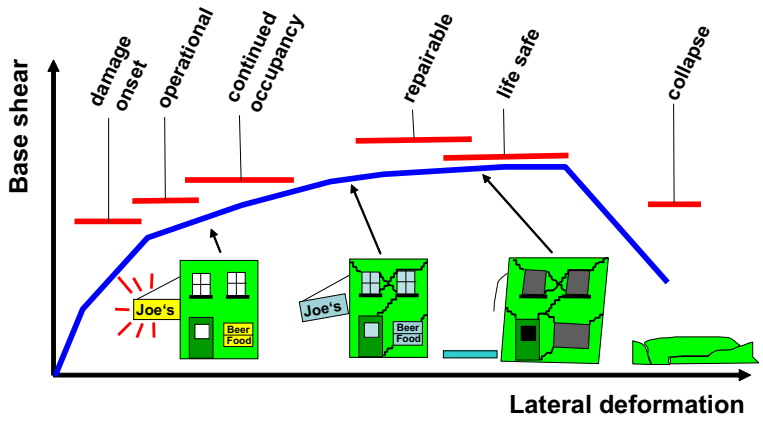
Institut für Baustatik und Konstruktion
Wolfgang-Pauli-Strasse 15
CH-8093 Zürich

Vorlesung "Erdbebensicherung von Bauwerken II"
Master Bauingenieurwissenschaften, 3. Semester, HS 2008

Prof. Dr. Alessandro Dazio
Dr. Thomas Wenk

Erdbebensicherung von Bauwerken II

Folienkopien HS 2008



"Performance Based Design", Bild nach R. Hamburger.

Prof. Dr. Alessandro Dazio

Dr. Thomas Wenk

ETH
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Institut für Baustatik und Konstruktion
Wolfgang-Pauli-Strasse 15
CH-8093 Zürich

Vorlesung "Erdbebensicherung von Bauwerken II"
Master Bauingenieurwissenschaften, 3. Semester, HS 2008

Prof. Dr. Alessandro Dazio
Dr. Thomas Wenk

Vorlesungs- und Übungsplan

SW	Datum	Vorlesung	Übungsausgabe	Doz.
1	Mo. 15.09.2008	Erster Montag im Semester: Vorlesungsfrei		-
2	Mo. 22.09.2008	0. Einleitung 1. Verhaltensbasierte Erdbebeningenieurwesen		Daz
3	Mo. 29.09.2008	2. Nichtlineare Analyseverfahren 2.1: Überblick 2.2: Nichtlineare statische Verfahren	1: Nichtlineare statische Analyse eines Tragwandgebäudes	Daz
4	Mo. 06.10.2008	2. Nichtlineare Analyseverfahren 2.2: Nichtlineare statische Verfahren		Daz
5	Mo. 13.10.2008	2. Nichtlineare Analyseverfahren 2.2: Nichtlineare statische Verfahren	2: Nichtlineare statische Analyse eines Rahmengebäudes (Raum: HIL C29)	Daz
6	Mo. 20.10.2008	2. Nichtlineare Analyseverfahren 2.2: Nichtlineare statische Verfahren		Daz
7	Mo. 27.10.2008	2. Nichtlineare Analyseverfahren 2.3: Inelastische Modellierung von Tragwerken		Daz
8	Mo. 03.11.2008	3. Mauerwerksbauten 3.1: Seismisches Verhalten aus-der-Ebene		Daz
9	Mo. 10.11.2008	3. Mauerwerksbauten 3.2: Seismisches Verhalten in-der-Ebene	3: Zeitverlaufberechnung einer Stahlbetonstütze: Vorhersage des Studentenversuchs	Daz
10	Mo. 17.11.2008	4. Brücken 4.1: Seismisches Verhalten		Wk
11	Mo. 24.11.2008	4. Brücken 4.2: Seismische Analyse	4: Seismisches Verhalten von Brücken	Wk
12	Mo. 01.12.2008	5. Bestehende Gebäude 5.1: Beurteilung der Erdbebensicherheit Studentenversuch (HIF C51)		Wk *Daz*
13	Mo. 08.12.2008	5. Bestehende Gebäude 5.2: Ertüchtigung		Wk
14	Mo. 15.12.2008	6. Seismische Isolierung 6.1: Theorie und Berechnungsmethoden 6.2: Anwendungen		Wk

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis i

Einleitung V

1 Performance-Based Earthquake Engineering 1

1.1 Das Erdbebenrisiko 3

1.2 Verhaltensbasierte Erdbebeningenieurwesen: Die Idee 4

1.3 Verhaltensbasierte Erdbebeningenieurwesen anhand von Verhaltenszustände 6

1.4 Die Verletzbarkeitskurven 10

1.5 Verhaltensbasierte Erdbebeningenieurwesen anhand von Entscheidungsvariablen 20

2 Inelastische Analyseverfahren im Erdbebeningenierwesen 21

2.1 Inelastische Analyseverfahren: Ein Überblick 29

2.1.1 Einführung 29

2.1.2 Dynamische Tragwerksmodelle 30

2.1.3 Mögliche inelastische Analyseverfahren 33

2.2 Inelastische statische Verfahren 37

2.2.1 Elastische Einmassenschwinger 37

2.2.2 Inelastische Einmassenschwinger 39

2.2.3 Inelastische Bemessungsspektren 41

2.2.4 Antwort von inelastischen EMS anhand von inelastischen Bemessungsspektren in ADRS Format 46

2.2.5 Lineare Ersatz-Einmassenschwinger 53

2.2.6 Elastische Bemessungsspektren mit hoher Dämpfung 63

2.2.7 Antwort von inelastischen EMS anhand von äquivalenten elastischen EMS und elastische Bemessungsspektren mit hoher Dämpfung 67

2.2.8 Modale Pushover Analyse (MPA) als Grundlage für vereinfachte nichtlineare statische Verfahren 72

2.2.9 Die “Capacity Spectrum Method” 83

2.2.10 Modale Grössen für regelmässige MMS 97

2.3 Inelastische Modellierung von Tragwerken 99

2.3.1 Einführung 99

2.3.2 Materialgesetze für nichtlineare Berechnungen 100

2.3.3 Elemente mit verteilter Plastizität 109

2.3.4 Elemente mit konzentrierter Plastizität 124

2.3.5 Lösungsalgorithmen für nichtlineare Probleme 129

2.3.6 Berücksichtigung von geometrischen Nichtlinearitäten 144

2.3.7 Dämpfung bei Zeitverlaufsberechnungen 153

3 Seismisches Verhalten von unbewehrten Mauerwerk 159

3.1 Seismisches Verhalten aus der Ebene 163

3.1.1 Stockwerksamplifikation 163

3.1.2 Verhalten von Mauerwerkswände aus der Ebene 171

3.1.3 Schlankheitsbegrenzungen 178

3.1.4 Bemerkungen zum Verhalten aus der Ebene 181

3.2 Seismisches Verhalten in der Ebene 183

3.2.1 Versagensmechanismen 184

3.2.2 Kraft-Verformungs-Beziehung einer unbewehrten Mauerwerkswand 191

3.2.3 Traglast von Mauerwerkswänden anhand der Plastizitätstheorie 203

4 Brücken 211

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken 212
4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Bücken 225
4.3 Erdbebenbestimmungen von Brücken 236
4.4 Erdbebenberechnung von Brücken 241
4.5 Erdbebenbemessung von Brücken 250
4.6 Literatur 251

5 Bestehende Gebäude 253

5.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen 254
5.2 Altersstruktur der Bausubstanz 256
5.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit 257
5.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit 261
5.5 Dreistufiges BWG-Verfahren 265
5.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung 268
5.7 Beispiele der Erdbebenertüchtigung 272
5.8 Kosten der Erdbebenertüchtigung 290
5.9 Literatur 290

6 Seismische Isolierung 293

6.1 Prinzip der seismischen Isolierung 294
6.2 Isolierungssysteme 296
6.3 Tragwerksanalyse 298
6.4 Einsatzmöglichkeiten der seismischen Isolierung 299

6.5 Normenbestimmungen 300
6.6 Anwendungsbeispiele 300
6.7 Literatur 311

A Erdbebenversuch einer Stahlbetonstütze auf dem ETH-Rütteltisch A1

A.1 Versuchseinrichtung A2
A.2 Versuchskörper: Eigenschaften und Herstellung A3
A.3 Belastung: Normalkraft und Erdbeben A9
A.4 Instrumentierung A10
A.5 Modellierung mit Seismostruct A10
A.6 Vorhersagen A14
A.7 Versuchsresultaten A25
A.7.1 Allgemeine Bemerkungen A25
A.7.2 Auswertung der Messdaten A26
A.7.3 Kurze Bemerkungen zu den Versuchsresultaten A30

Erdbebensicherung von Bauwerken II

Zielsetzung

- Beherrschung der modernen, verformungs- und kraftbasierten Analyseverfahren und deren Einsatzbereich.
- Besonderheiten des nichtlinearen, plastischen Erdbebenverhaltens von Tragwerken im Gegensatz zum elastischen Verhalten.
- Grundlagen der Überprüfung bestehender Bauwerke bezüglich Erdbeben und deren Unterschiede zur Erdbebenbemessung von neuen Bauwerken.

Abgrenzung

- Nur eine Einführung in das sich sehr rasch entwickelnde Gebiet des nichtlinearen Erdbebeningenieurwesens.
- Hinweise auf weiterführende Literatur für eine vertiefte Einarbeitung.
- Primär aus Stahlbetontragwerken ausgerichtet.
- Nur deterministische Verfahren
- Bodendynamik und Boden-Bauwerk Interaktion werden aus Zeitgründen kaum behandelt

Themen der Vorlesung

1) Nichtlineare statische und dynamische Analyseverfahren

- Nichtlineare statische Verfahren basierend auf der Anfangssteifigkeit des Tragwerks und Verfahren basierend der Sekantensteifigkeit des Tragwerks.
- Grundlagen der nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen.
- Anwendung von Computerprogrammen für die nichtlineare Analyse von Tragwerken.

2) Mauerwerksbauten

- Materialeigenschaften, Widerstand und Verformungsverhalten von Bauteilen aus unbewehrtem Mauerwerk. Seismisches Verhalten von Tragwerken aus unbewehrtem Mauerwerk.

3) Brücken

- Erdbebenverletzbarkeit, erdbebengerechter Entwurf, Analyseverfahren, Erdbebenbemessung.

4) Bestehende Gebäude

- Zustandserfassung, Beurteilung der Erdbebensicherheit, risikobasierte Beurteilung der Verhältnismässigkeit, Ertüchtigungsstrategien, Fallstudien.

5) Seismische Isolierung

- Funktionsprinzip, Isolierungssysteme, theoretische Grundlagen, vereinfachte Berechnungsmethoden, Anwendungen.

Literatur

[ATC05] Applied Technology Council: “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”. FEMA 440. Redwood City, Ca, 2005.

[BB04] Bozorgnia Y., Bertero V.: “Earthquake Engineering – From Engineering Seismology to Performance Based Engineering”. CRC Press, Boca Raton, Fl., 2004.

[CG99] Chopra A.K., Goel R.K.: “Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems”. Report No. PEER-1999/02. Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, April 1999.

[BWG05] Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG): “Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude - Konzept und Richtlinien für die Stufe 3”. Wegleitungen des BWG. Biel, 2005.
Kann unter dem Namen “Inventar der Erdbebensicherheit der Bundesbauten: Vorgehen Stufe 3” bei http://www.bafu.admin.ch/naturgefahren/01923/01953/index.html?lang=de heruntergeladen werden.

[Cho07] Chopra AK: “Dynamics of Structures”. Third Edition. Prentice Hall, 2007.

[DHB99] Drysdale R, Hamid A, Baker L: “Masonry Structures: Behavior and Design”. Second Edition. The Masonry Society, Boulder, Colorado, 1999.

[NK99] Naeim F, Kelly J: “Design of Seismic Isolated Structures”. John Wiley & Sons, New York, 1999.

[PCK07] Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ: “Displacement-Based Seismic Design of Structures”. IUSS Press, 2007.

[PSC96] Priestley MJN, Seible F, Calvi GM: “Seismic Design and Retrofit of Bridges”. John Wiley & Sons, New York, 1996.

[SIA04] SIA Merkblatt 2018: “Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben”. Zürich, 2004

[SIA05] SIA Dokumentation D0211: “Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben – Einführung in das Merkblatt SIA 2018”. Zürich, 2005

Web

[DW08] http://www.ibk.ethz.ch/da/education/EBII/Downloads

1. Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE, Verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen, VE)

Inhalt

1) Das Erdbebenrisiko
2) Verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen: Die Idee
3) Verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen anhand von Verhaltenszuständen
4) Die Verletzbarkeitskurven
5) Verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen anhand von Entscheidungsvariablen

Weiterführende Literatur zum Thema verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen

Bücher

[BB04] Bozorgnia Y., Bertero V.: “Earthquake Engineering – From Engineering Seismology to Performance Based Engineering”. CRC Press, Boca Raton, Fl., 2004.

[FEM00] Federal Emergency Management Agency: “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”. FEMA 356, November 2000.

[FIB03] FIB: “Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings”. State-of-the-art report. Fib Bulletin 25. 2003.

[PGF04] Pinto P.E. , Giannini R. , Franchin P. : “Seismic Reliability Analysis of Structures”. ISBN 88-7358-017-3. IUSS Press, 2004.

[SEA95] SEAOC: “Vision 2000 – Performance Based Seismic Engineering of Buildings”. Structural Engineers Association of California, April 3, 1995.

Zeitschriftenbeiträge

[AM05] Aslani H., Miranda E.: “Fragility assessment of slab-column connections in existing non-ductile reinforced concrete buildings”. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 9, no. 6, pp. 777-804. Nov. 2005.

[BA04] Bommer J. J., Acevedo A. B.: “The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis”. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, Special Issue 1, 2004.

[Bac04] Bachmann H.: “Neue Tendenzen im Erdbebeningenieurwesen”. Beton und Stahlbetonbau, Vol. 99, No.5, 2004.

[Cor+00] Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A.: “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines”. ASCE Journal of Engineering Mechanics 128(4): 526-533, 2002.

[EE06] Erberik M.A., Elnashai A.S.: “Loss estimation analysis of flat-slab structures”. Natural Hazard Review. Vol. 7. no. 1, pp. 26-37. January 2006.

[EE04] Erberik M.A., Elnashai A.S.: “Fragility analysis of flat-slab structures”. Engineering Structures. Vol. 26, pp. 937-948. 2004.

1.1 Das Erdbebenrisiko

Risiko =	Gefährdung	x	Wert	x	Verletzbarkeit

- Gegeben von der Natur
- Kann nicht reduziert werden
- Kann aber untersucht werden

- Tragwerk
- Nichttragende Bauteile
- Einrichtungen
- Wirtschaftliche und soziale Aspekte
- Menschenleben
- Gegeben von der Gesellschaft

- Direkte Konsequenzen
  - Schäden an tragenden und nicht-tragenden Bauteilen
  - Tote und Verletzte
- Indirekte Konsequenzen
  - Folgeschäden an Umwelt und Gesellschaft (Explosionen, Brände, Vergiftungen, ...)
  - Wirtschaftliche und soziale Aspekte

Das Erdbebenrisiko wird vom Verhalten der Bauwerken massgeblich beeinflusst. Durch geeignete konstruktive Massnahmen kann das Erdbebenrisiko effektiv reduziert werden.

1.2 Verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen: Die Idee

Ausgangslage

- Bis vor kurzem war das klare Hauptziel einer Erdbebenbemessung, den Einsturz des Tragwerks zu vermeiden, d.h. Menschenleben zu retten.
- In letzter Zeit haben Erdbeben gezeigt (Northridge 94, Kobe 95, Seattle 02, ...), dass finanzielle Schäden viel grösser sein können als gedacht.
- Das Erdbebeningenieurwesen hat grosse Fortschritte gemacht und heuzutage sind leistungsfähige Verfahren vorhanden, um vernünftige Bodenbewegungen anzunehmen und das resultierende Bauwerkverhalten zu schätzen.
- Heutige Normbemessungsverfahren sind aber zu undurchsichtig:
  - Ingenieure und Ingenieurinnen verstehen nicht was wirklich dahinter steckt.
  - Bauherrschaften können keine Nutzen-Kosten Analyse des erdbebensicheren Bauens durchführen
  - Die Gesellschaft kann keine sachkundigen Entscheidungen bezüglich Strategien zu ihrem Erdbebenschutz treffen.

Zielsetzung

- “Verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen bedeutet Bemessung, Bau, Überwachung und Unterhalt des Bauwerk, sodass sein Verhalten unter gewöhnlichen und aussergewöhnlichen Einwirkungen die Bedürfnisse der Benützer, der Bauherrschaft und der Gesellschaft erfüllt. Es setzt voraus, dass das Verhalten mit einer quantitativ bestimmbaren Genauigkeit vorhergesagt werden kann. Dies erlaubt dann zusammen mit dem Auftraggeber zweckmässige und sachkundige Entscheidungen über Zielkonflikte zu treffen, die den ganzen Lebenszyklus des Bauwerks berücksichtigen und nicht lediglich seine Baukosten” (Nach Krawinkler).

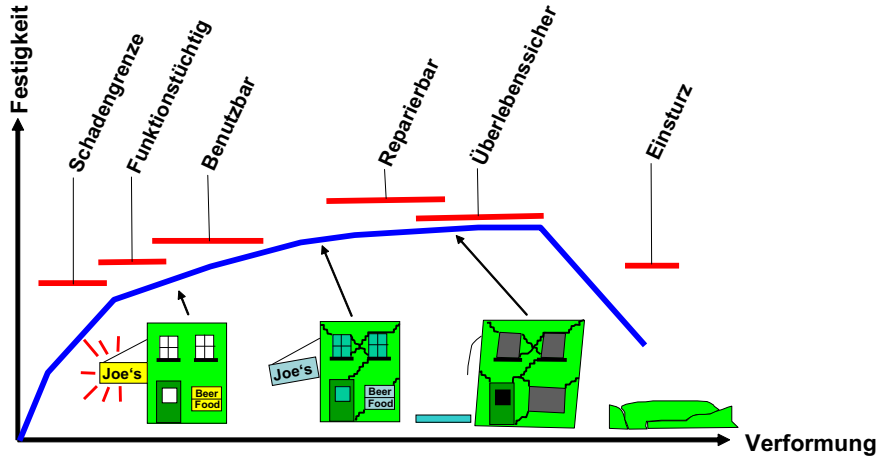
- Oder, anders gesagt:
  “Der Auftraggeber und der Bauingenieur bzw. die Bauingenieurin legen zusammen fest welcher Verhaltenszustand das Bauwerk unter einer Erdbebeneinwirkung gegebener Auftretenswahrscheinlichkeit ausweisen soll.”
  (Nach Bachmann)

Bemerkungen

- Das verhaltensbasierte Erdbebeningenieurwesen bezieht sich sowohl auf **bestehende Bauwerke** als auch auf **Neubauten**.
- Bei **bestehenden Bauwerken** wird dabei der für die untersuchte Gefährdung zu erwartende Verhaltenszustand gesucht **(Überprüfung)**.
- Bei **Neubauten** wird dabei der für die untersuchte Gefährdung vereinbarte Verhaltenszustand sichergestellt **(Bemessung)**.
- Für eine ausführliche Diskussion der Konzepte bezüglich des verhaltensbasierten Erdbebeningenieurwesens wird auf Kapitel 9 von [BB04] verwiesen.

1.3 Verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen anhand von Verhaltenszuständen

Mögliche Verhaltenszustände



Aus [FIB03] nach R. Hamburger

- Die Verhaltenszustände berücksichtigen Schäden am Tragwerk, an den nichttragenden Bauteilen und am Inhalt.
- Schäden korrelieren meistens ziemlich gut mit den inelastischen Verformungen des Tragwerks.
- Die Begriffe zur Bezeichnung der Verhaltenszustände sind so gewählt, dass sie auch für Am-Bau-Beteiligte ohne Ingenieurausbildung (Architekt, Bauherr, Behörden, ...) verständlich sind. Deshalb sind sie eher unbestimmt.
- Um die Verhaltenszustände tatsächlich verwenden zu können, müssen sie mit Indikatoren versehen werden, die sich an ingenieurmässigen Grenzzustände verbunden sind. Diese sind zum Beispiel: *Rissebildung, Fliessbeginn, Abplatzen, Knicken/Reissen der Beweh-*

rung, Verankerungsbruch, Verlust an vertikalem Tragwiderstand, Schiefstellung, bleibende Schiefstellung, Reduktion der Festigkeit, Gesamtversagen, usw.

- Trotz dieser ingenieurmässigen Grenzzustände, ist es oft schwierig zwischen den Verhaltenszuständen genau zu unterscheiden (v.a. zwischen “Funktionstüchtig”, “Benutzbar” und “Reparierbar”).

Mögliche Verhaltenszustände und mögliche Indikatoren

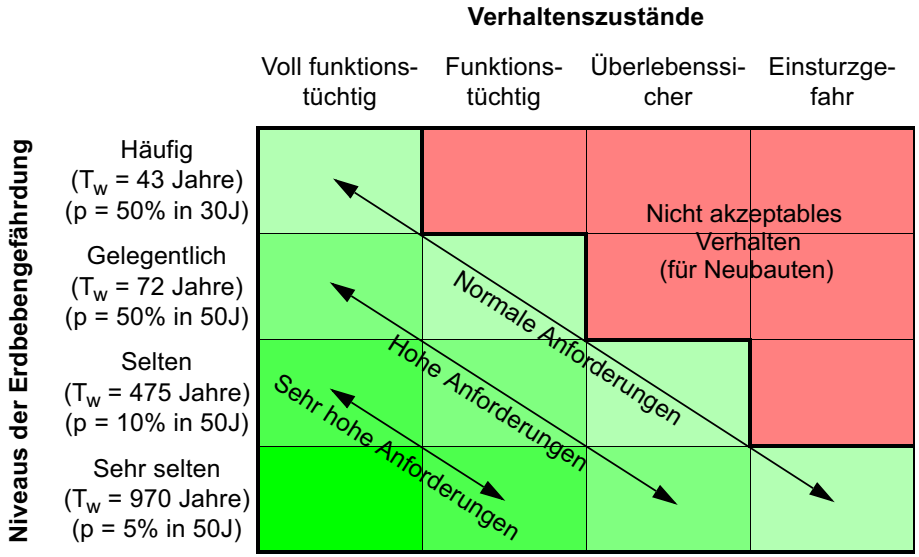
System-beschreibung	Verhaltenszustände			
	Voll funktions-tüchtig	Funktionstüch-tig	Überlebenssi-cher	Einsturz-gefahr
Schiefstellung	< 0.2%	< 0.5%	< 1.5%	< 2.5%
Permanente Schiefstellung	~ 0	~ 0	< 0.5%	< 2.5%
...	...	...	...	...
Nichtduktile Stahlbeton-Rahmen	-	Risse < 0.5 mm Begrenztes Fliessen Keine Abplatzungen	Begrenzte Abplatzungen, Risse < 3 mm in Knoten	Versagen einzelner Stösse, grosse Schäden an kurzen Stützen, Risse > 3 mm in Knoten
...	...	...	...	...
Lifte	Alle funktionsfähig	Generell funktionsfähig	Einige nicht funktionsfähig	Viele nicht funktionsfähig
...	...	...	...	...

Nach [SEA95]

- Beispiel nach SEAOC, Vision 2000 [SEA95]. Die Indikatoren sind hier sehr generisch (z.B. Einsturzgefahr bei einer Schiefstellung < 2.5% unabhängig vom Bauwerkstyp). Bei anderen Quellen (z.B FEMA 356, [FEM00]) werden präzisere Angaben gemacht.
- Die Indikatoren sollen am Besten messbare ingenieurmässige Grenzzustände darstellen.

Verhaltenszustände in Funktion der Überschreitungswahrscheinlichkeit der Erdbebenanregung

- Vorschlag nach SEAOC Vision 2000 [SEA95]



Nach [SEA95]

- Eine übliche Bezugsgrösse zur Charakterisierung der Erdbebengefährdung ist 50 Jahre. Diese Zeit ist etwa repräsentativ für die Grössenordnung der Lebensdauer eines Gebäudes und der Lebenszeit eines Erwachsenen bzw. Investors, uns sie hat somit ein realistischen Bezug zu Lebens- und Eigentumsrisiken.
- Die Verknüpfung der Erdbebengefährdung mit den Verhaltenszuständen erlaubt eine Schätzung des Erdbebenrisikos.
- Das verhaltensbasierte Erdbebeningenieurwesen anhand von Verhaltenszuständen ist nicht eine absolute Neuheit. Ähnliche Strategien sind bereits seit einer Weile vorhanden.

- Vorschlag nach SIA 260 und 261

Niveaus der Erdbebengefährdung	Verhaltenszustände: Funktionstüchtig	Verhaltenszustände: Überlebenssicher
Gelegentlich (200 Jahre) (p = 22% in 50J)	Sehr hohe Anforderungen (BWK III)	Nicht akzeptabel
Selten (475 Jahre) (p = 10% in 50J)		Normale Anforderungen (BWK I)
Sehr Selten (800 Jahre) (p = 6% in 50J)		Hohe Anforderungen (BWK II)
Extrem selten (1200 Jahre) (p = 4% in 50J)		Sehr hohe Anforderungen (BWK III)

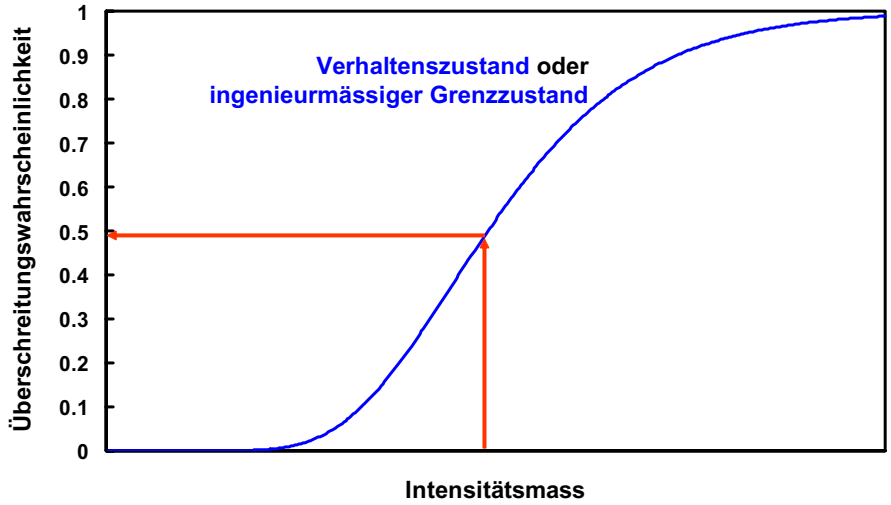
Ein ähnliches Konzept, das auf “Norm-schadenbilder” beruhte, war bereits in der Norm SIA 160/1989 enthalten.

	Norm-Schadenbild I	Norm-Schadenbild II	Norm-Schadenbild III
Tragwerk	Grosse Schäden, jedoch ohne offensichtliche Einsturzgefahr (übersteht Nachbeben ähnlicher Stärke)	Mittlere Schäden (bleibende Verformungen an zahlreichen Stellen)	Geringfügige Schäden (nur geringe bleibende Verformungen an vereinzelten Stellen)
Zwischenwände (nichttragend)	Stark beschädigt (breite Risse, häufig herausgebrochen)	Ziemlich beschädigt (stark zerrissen, vereinzelt herausgebrochen)	Unwesentlich beschädigt (dünne Risse)
Fassaden, Fenster, betriebliche Einrichtungen	Sehr grosse Schäden	Wesentliche Schäden	Unbedeutende Schäden (dürfen Funktionstüchtigkeit nicht beeinträchtigen)
Funktionstüchtigkeit	Keine, aber noch evakuierbar	Stark beeinträchtigt	Unbeeinträchtigt
Reparatur	Mit sehr grossem Aufwand eventuell möglich	Mit grossem Aufwand möglich (Risse injizieren, in Gebäuden Zwischenwände und Fenster, usw. ersetzen, bei Brücken Lager ersetzen, etc.)	Mit kleinem Aufwand möglich (Risse sanieren, neu verputzen, etc.)

Tabelle 2 aus SIA Dokumentation D044: “Die Erdbebenbestimmungen der Norm 160”, 1989.

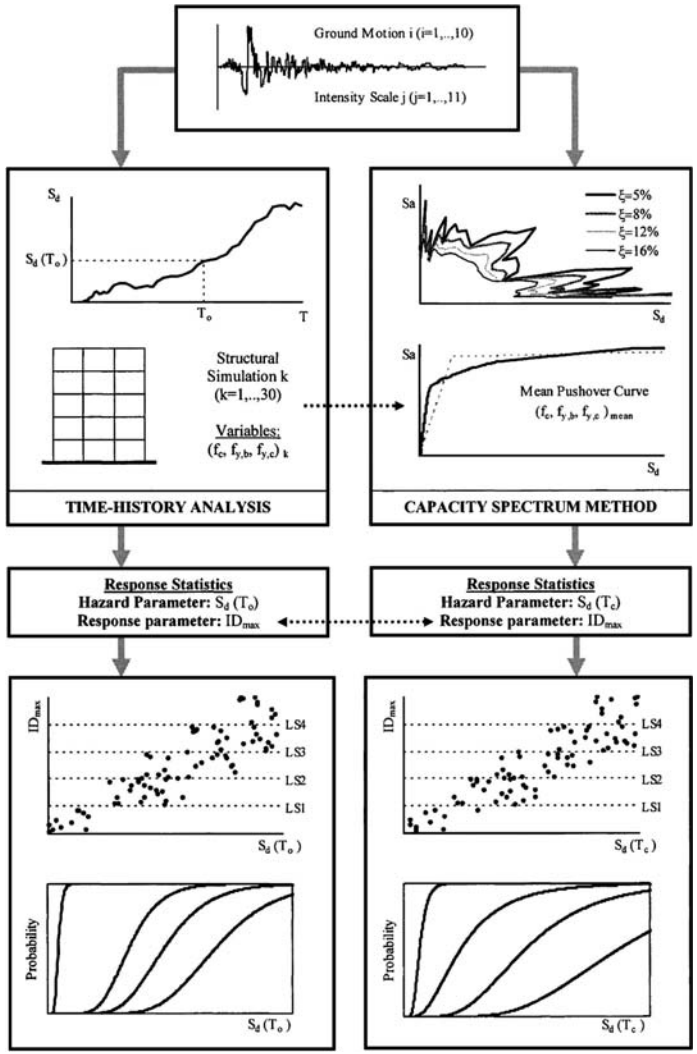
1.4 Die Verletzbarkeitskurven

Definition und Ziel



- Die Verleztbarkeitskurve ist eine Verteilungsfunktion, die die Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Verhaltenszustandes oder eines ingenieurmässigen Grenzzustandes in Funktion eines gegebenen Intensitätsmasses darstellt.
- Typische Intensitätsmasse sind:
  - Maximale Bodenbewegungsgrösse (z.B.: a_{gd}, ...)
  - Spektrale Ordinate (z.B.: $S_a(T_1)$, $S_d(T_1)$, ...)
  - Schiefstellungen und Stockwerksschiefstellungen
  - Verdrehungen von Gelenken, ...
- Verletzbarkeitskurven erlauben die Veranschaulichung und die Betrachtung von Unsicherheiten im Rahmen des verhaltensbasierten Erdbebeningenieurwesens.

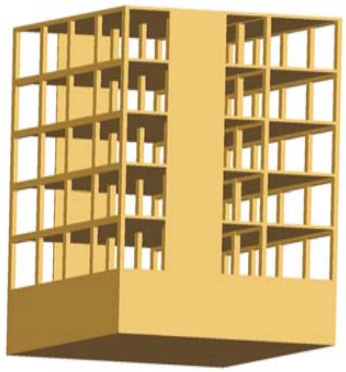
Berechnung von Verletzbarkeitskurven (mögliches Vorgehen)

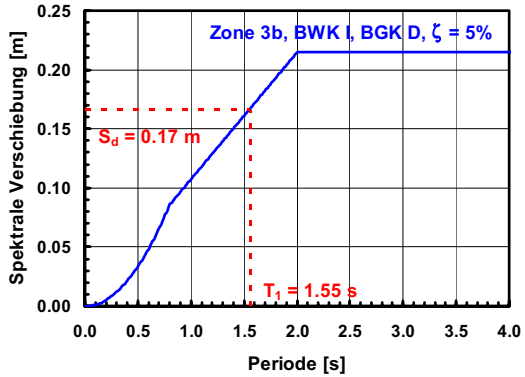


Aus [EE06]

Berechnung von Verletzbarkeitskurven zur Überprüfung von bestehenden Bauwerken: Ein Beispiel

- Das Beispielgebäude



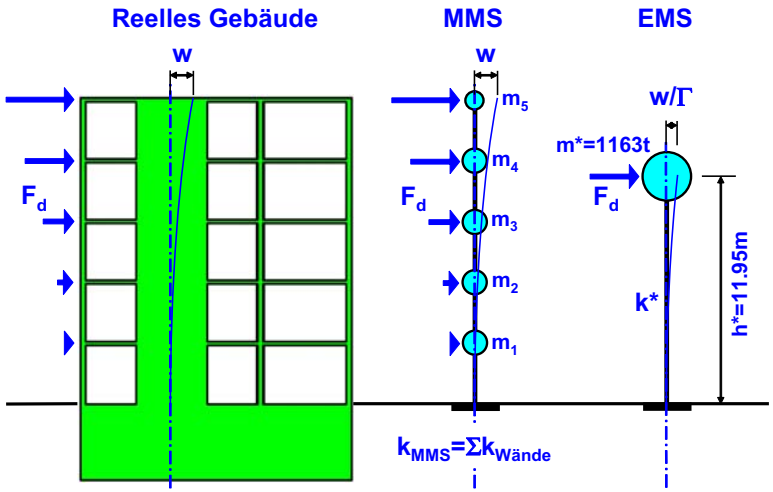


  - Das Gebäude ist 5-stöckig und wurde Ende der sechziger Jahre gebaut. In Querrichtung ist das Gebäude durch zwei gleiche Tragwände ausgesteift. In Längsrichtung erfolgt die Aussteifung hingegen durch drei Stahlbetonrahmen.
  - Das Verhalten des Gebäudes in Wandrichtung soll für eine Seismizität gemäss Zone 3b, BGK D, BWK I aus der Norm SIA 261 beurteilt werden.
  - Die Grundschwingzeiten betragen:
    a) Wandrichtung: T_1 = 1.55 s
    b) Rahmenrichtung: T_1 = 1.52 s
  - Beispielgebäude aus der SIA Dokumentation D0211

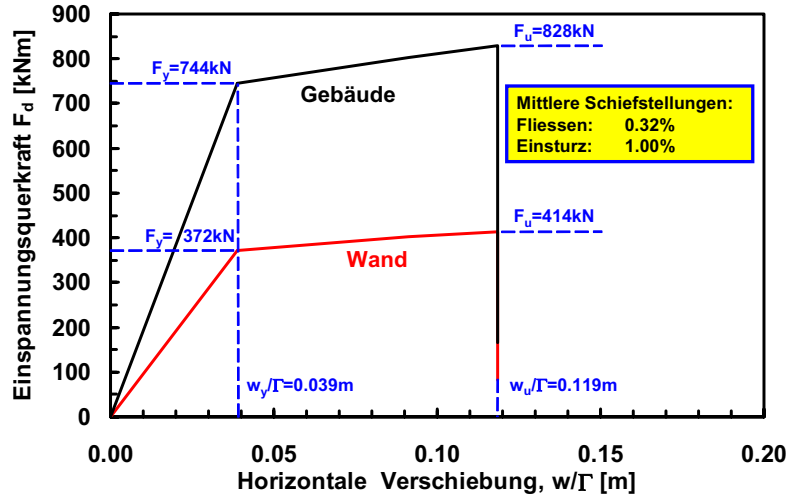
- Aufgabe

Berechnung der Verletzbarkeitskurve, die die Verhaltenzustände gemäss SEAOC Vision 2000 in Funktion der spektralen Verschiebung bei der Grundschwingzeit des Gebäudes darstellt.

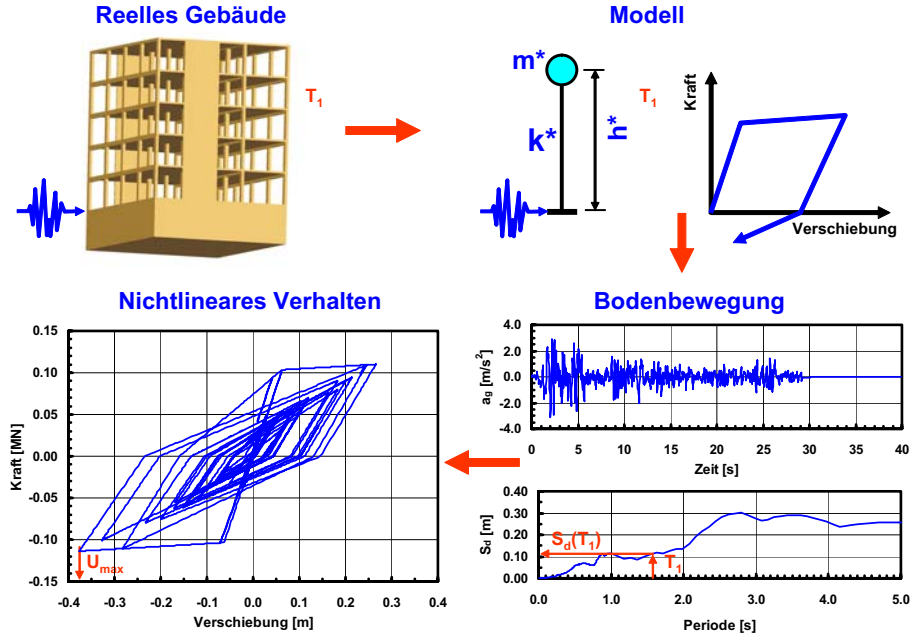
- Modellierung des Gebäudes als Einmassenschwinger



- Nichtlineare Kraft-Verformungs-Beziehung des Gebäudes

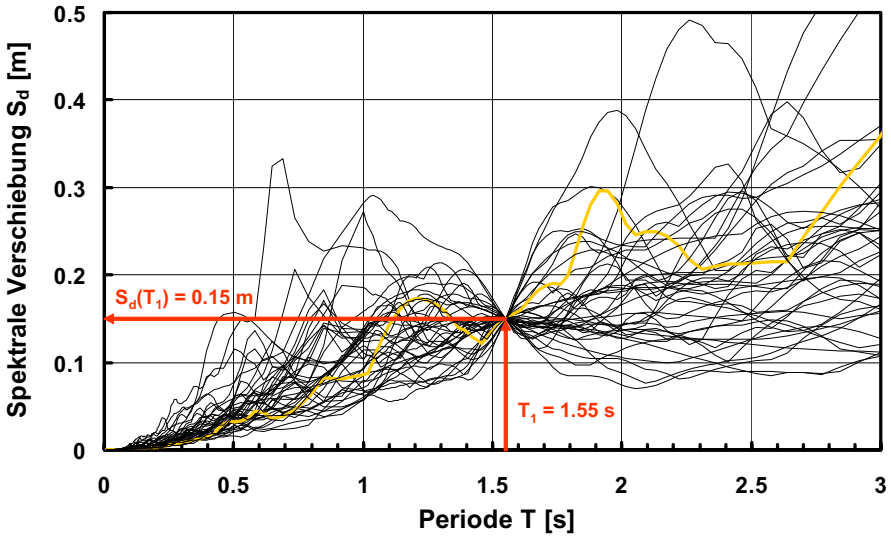


- Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen



- Modellierung des Tragwerks in Wandrichtung als äquivalenter Einmassenschwinger mit nichtlinearen Eigenschaften (Siehe V2)
  a) Modale Masse: m* = 1163 t
  b) Modale Steifigkeit: k* = 744 kN / 0.039 m = 19077 kN/m
  c) Grundschwingzeit: $T1 = 2\pi(m^*/k^*)^{1/2} = 1.55$ s
- Wichtige Schiefstellungen betragen:
  a) Fliessbeginn: $\delta_y = 0.039 / 11.95 = 0.32\%$
  b) Einsturz: $\delta_u = 0.119 / 11.95 = 1.00\%$
  c) Bem: Die Einsturzschiefstellung ist viel kleiner als bei [SEA95]
- Die Eigenschaften des Tragwerks werden im Rahmen dieses Beispiels deterministisch festgelegt.

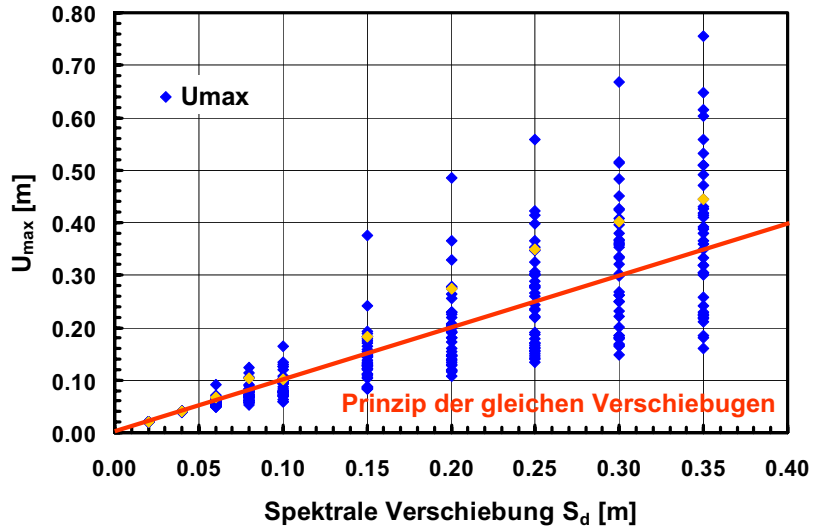
- Bodenbewegungen

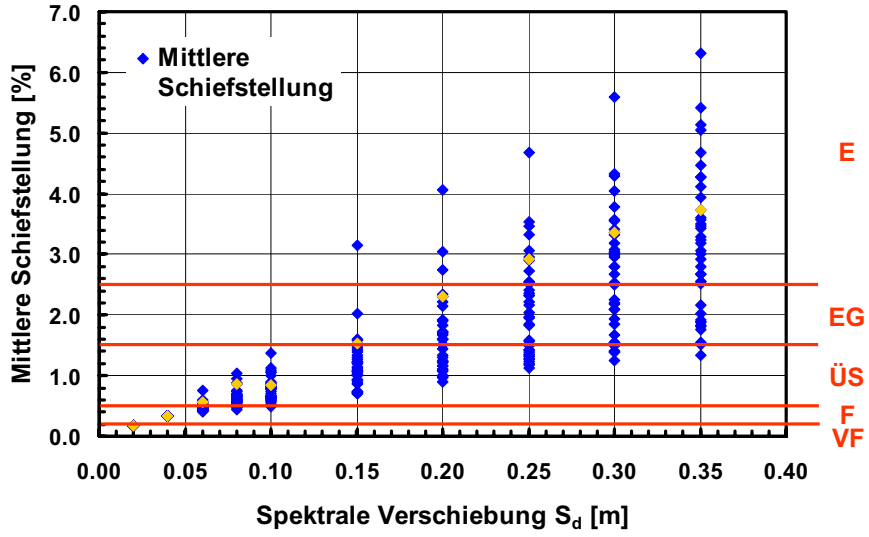


- 39 reelle Zeitverläufe werden verwendet
- Die Zeitverläufe werden zur gleichen spektralen Ordinate $S_d(T_1)$ skaliert.
- Es werden insgesamt 10 verschiedenen spektralen Ordinaten betrachtet: $S_d(T_1)$ = 2, 4, 6, 8, 10, 15, 20, 25, 30, 35 cm.
- Zur Berechnung der Verletzbarkeitskurven werden insgesamt 390 nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt.
- Die Zeitverlaufsberechnungen liefern die maximale relative Verformung U_{max} des äquivalentes EMS. Die mittlere Schiefstellung ergibt sich aus:

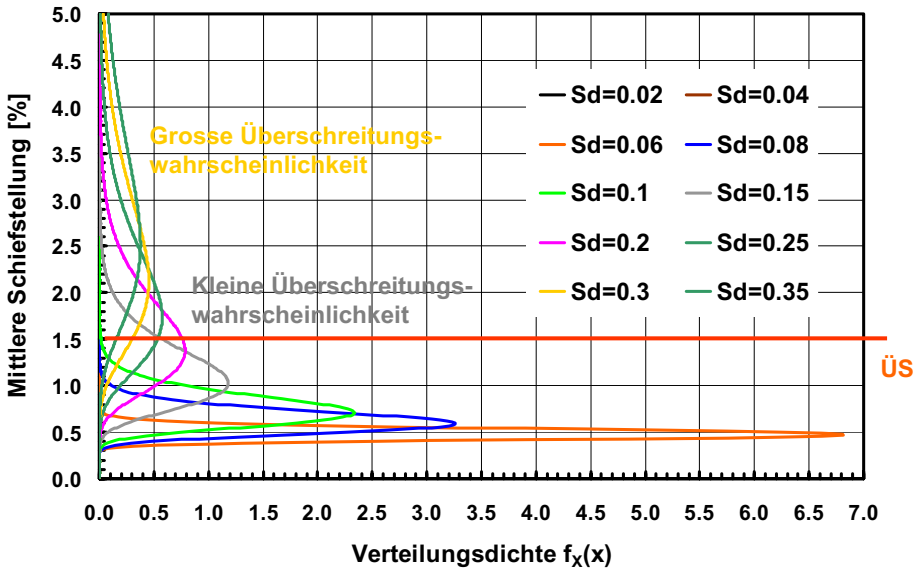
$$\delta_m = \frac{U_{max}}{h^*}$$

- Resultate der Zeitverlaufsberechnungen



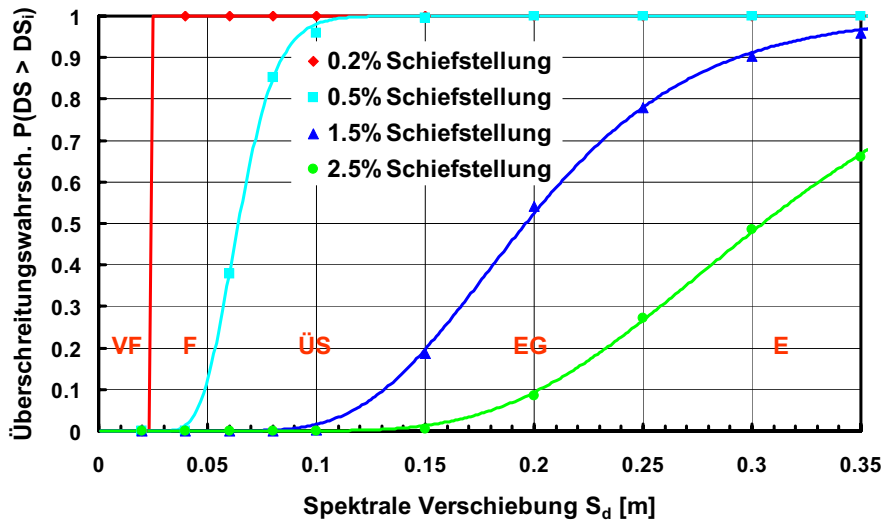


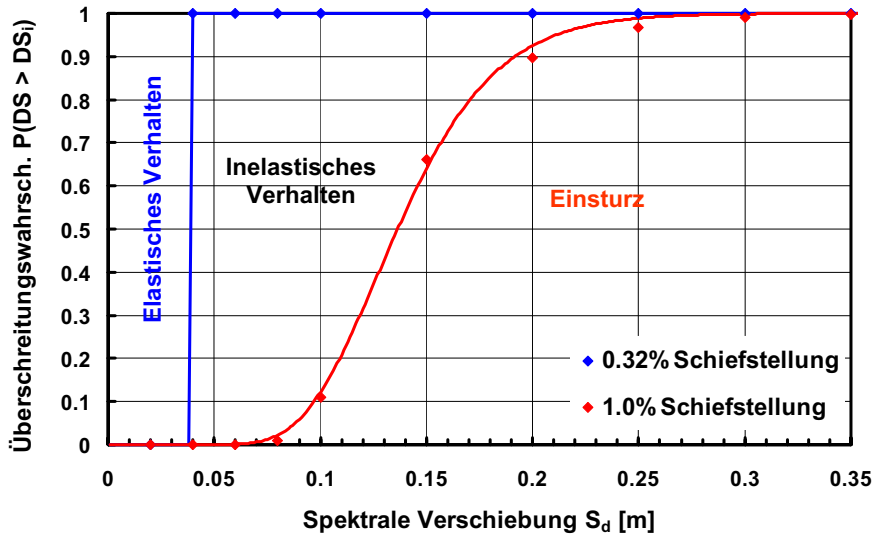
- Auswertung der Zeitverlaufberechnungen:
  Lognormales Fitting der Schiefstellungen



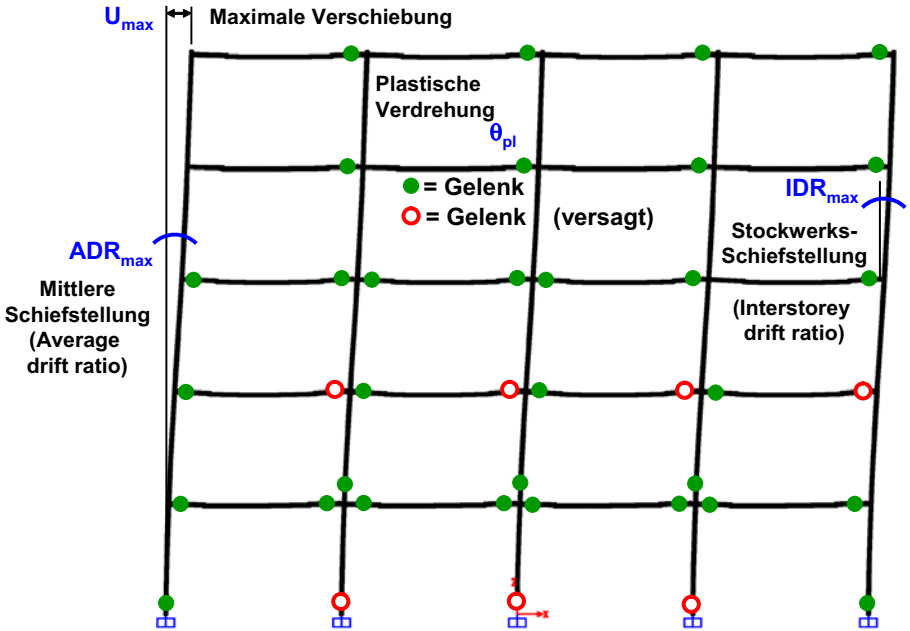
- Bei der spektralen Ordinaten $S_d(T_1) = 0.02\text{m}$ und 0.04m bleibt der EMS elastisch.
- Die Standardabweichung (Streuung) der Resultate steigt mit steigender spektralen Ordinate, d.h. mit steigendem Verschiebeduktilitätsbedarf des EMS.
- Die “Steigung” der Verletzbarkeitskurve zeigt die Variabilität des Verhaltenszustands (oder des ingenieurmässigen Grenzzustands) bei einem gegebenen Intensitätsmass.

- Verletzbarkeitskurven





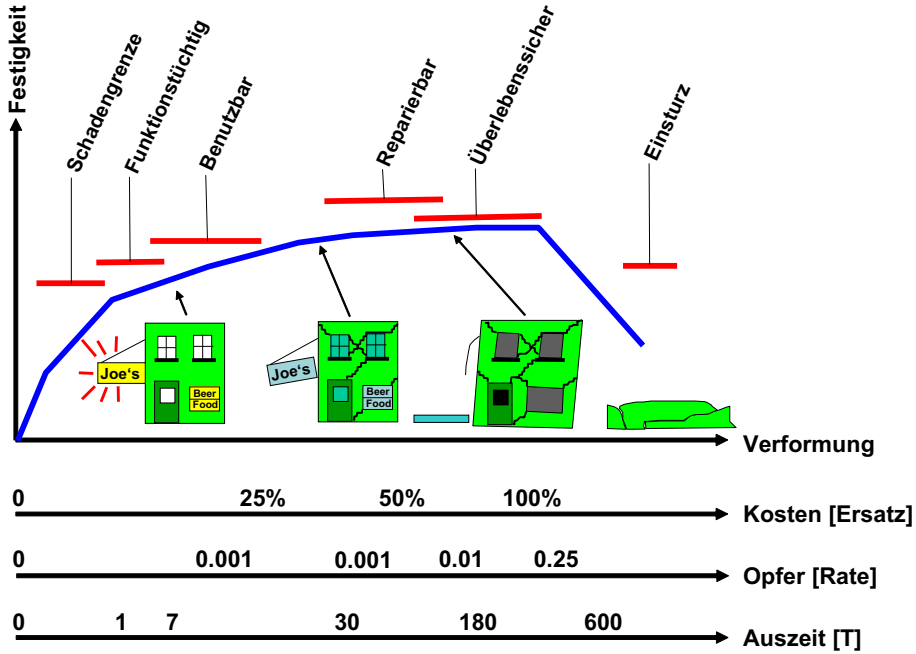
- Weitere Indikatoren



- Einige schwierige Aspekte
  - Auslese der Zeitverläufe (siehe z.B. [BA04])
  - Wahl der Indikatoren
  - Quantifizierung der Indikatoren (Antwort des Bauwerks)
  - Beziehung zwischen die Antwort des Bauwerks und den Schaden
  - Monetärer Wert des Schadens
  - ...

1.5 Verhaltensbasiertes Erdbebeningenieurwesen anhand von Entscheidungsvariablen

Entscheidungsvariablen



Aus [BB04]

- Kontinuierliche Variablen, die sich optimal in einen probabilistischen Ansatz einbetten lassen.
- Ziel ist z.B., die Berechnung des diskontierten jährlichen monetären Werts der Erdbebenschäden über die gesamte Nutzungsdauer des Bauwerks. Ein solcher Wert kann direkt mit den Erträgen aus dem Bauwerk verglichen werden und eine solide Entscheidungsgrundlage bezüglich Auslegung des Bauwerks liefern.
- [BB04] diskutiert das VE anhand von Entscheidungsvariablen ausführlich.

2. Inelastische Analyseverfahren im Erdbebeningenieurwesen

Inhalt

1) Inelastische Analyseverfahren im Erdbebeningenieurwesen: Ein Überblick
   - Einführung
   - Dynamische Tragwerksmodelle
   - Mögliche inelastische Analyseverfahren im Erdbebeningenieurwesen
2) Inelastische statische Verfahren
   - Elastische Einmassenschwinger (EMS)
   - Inelastische Einmassenschwinger (EMS)
   - Inelastische Bemessungsspektren
   - Antwort von inelastischen EMS anhand von inelastischen Bemessungsspektren in ADRS-Format
   - Äquivalente lineare Systeme
   - Elastische Bemessungsspektren mit hoher Dämpfung
   - Antwort von inelastischen EMS anhand von äquivalenten elastischen EMS und elastische Bemessungsspektren mit hoher Dämpfung
   - Modale Pushover Analyse (MPA) als Grundlage für vereinfachte nichtlineare statische Methoden
   - Die “Capacity Spectrum Method”
   - Modale Grösse für regelmässige MMS

3) Inelastische Modellierung von Tragwerken
   - Einführung
   - Materialgesetze für nichtlineare Berechnungen
   - Elemente mit verteilter Plastizität
   - Elemente mit konzentrierter Plastizität
   - Lösungsalgorithmen für nichtlineare Probleme
   - Berücksichtigung von geometrischen Nichtlinearitäten
   - Dämpfung bei Zeitverlaufsberechnungen

Referenzen zum Thema nichtlineare Analyseverfahren im Erdbebeningenieurwesen

Computerprogramme (Freeware)

[Ben01] Bentz E.: “Response 2000”. User Manual. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada. Toronto, March 2001.
Available from URL:
http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/home.shtml

[Esm01] Esmaeily A.: “USC_RC: Moment-Curvature, Force-Deflection, and Axial Force-Bending Moment Interaction Analysis of Reinforced Concrete Members”. University of South California, 2001.
Available from URL:
http://www.usc.edu/dept/civil_eng/structural_lab/asad/

[MMF05] Mazzoni S., McKenna F., Fenves G.: “Opensees Command Language Manual, Opensees v.1.6.2f”. University of California Berkeley, 2005.
Available from URL: http://opensees.berkeley.edu

[PPC93] Prakash V., Powell G., Campbell S.: "DRAIN-2DX base program description and user guide: version 1.10". UCB/SEMM-1993/17, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1993
Available from URL:
http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Software/DRAIN2DXZIP

[Sei07] SeismoSoft: “SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures” [online]. 2007.
Available from URL: http://www.seismosoft.com.

Literatur

[AEM86] Anderheggen E., Elmer H., Maag H.: “Nichtlineare Finite Element Methoden: Eine Einführung für Ingenieure”. IBK Vorlesungsskript. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. 1986.

[And93] Anderheggen E.: “Lineare Finite Element Methoden: Eine Einführung für Ingenieure”. IBK Vorlesungsskript. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. 1993.

[ATC05] Applied Technology Council: “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”. FEMA 440. Redwood City. (http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1438). 2005.

[ATC97] Applied Technology Council: “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”. FEMA 273. Redwood City. 1997.

[Bat96] Bathe K-J.: Finite Element Procedures. ISBN 0-13-301458-4. Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey 1996.

[BB04] Bozorgnia Y., Bertero V.: “Earthquake Engineering – From Engineering Seismology to Performance Based Engineering”. CRC Press, Boca Raton, Fl., 2004.

[BB79] Bathe K-J., Bolourchi S.: “Large Displacement Analysis of Three-Dimensional Beam Structures”. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol 14, 1979.

[BE99] Bommer J.J., Elnashai A.S.: “Displacement spectra for seismic design”. Journal of Earthquake Engineering vol. 3, No. 1, 1999.

[Car04] Carr A.J.: “Ruaumoko 2D. User Manual”. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. Christchurch, April 2004.

[CEN03] Comité Européen de Normalisation: “Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten”. prEN 1998-1:2003, Brussels, 2003.

[Cho07] Chopra AK: “Dynamics of Structures”. Third Edition. Prentice Hall, 2007.

[Cia+82] Ciampi V., Eligehausen R., Bertero V.V., Popov E.P.: “Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations”. Report UBC/EERC-82/23. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley 1982.

[CP75] Clough R.W., Penzien J.: “Dynamics of Structures”. ISBN 0-07-011392-0. McGraw-Hill, New York 1975.

[Daz06] Dazio A.: “Tragwerksdynamik und Schwingungsprobleme”. Vorlesungsunterlagen. ETH Zürich, 2006.

[DWB99] Dazio A., Wenk Th., Bachmann H.: “Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung”. Versuchsbericht. IBK Berricht Nr. 239. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. ISBN 3-7643-6149-2. Birkhäuser Verlag, Basel 1999.

[Faj99] Fajfar P: “Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 979-993, 1999.

[FBP83] Filippou F.C., Bertero V.V., Popov E.P.: “Effects on Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints”. Report UBC/EERC-83/19. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley 1983.

[Fre98] Freeman, S.: “The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design”. Conference Paper. Proceedings of the XI European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, 6-11 September 1998.

[HHT77] Hilber H.M., Hughes T.J.R, Taylor R.L.: “Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, 1977.

[HKS03] Hibbit Karlsson & Sorensen: “ABAQUS Version 6.4 - User’s Manual”. Pawtucket, RI, 2003.

[KN92] Krawinkler H., Nassar A.A.: “Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities”. Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, eds P. Fajfar and H. Krawinkler. New York: Elsevier Applied Science. 1992.

[GBP05] Grant D.N., Blandon C.A., Priestley M.J.N.: “Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design”. Rose School, Report 2005/03, IUSS Press, Pavia, 2005.

[GS74] Gulkan P., Sozen M.: “Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions”. ACI Journal, Title No. 71-41. December 1974.

[KJ69] Karsan I.D., Jirsa J.O.: “Behavior of Concrete under Compressive Loading”. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 95, No. 12, December 1969.

[KS98] Krawinkler H., Seneviratna G.D.P.K.: “Pros and cons of a pushover analysis for seismic performance evaluation”. Engineering Structures 20, 452-464. 1998.

[IG79] Iwan W.D., Gates N.C.: “Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures”. ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 105, EM3, June 1979.

[Jac60] Jacobsen L.S.: “Damping in composite structures”. Proceedings of the 2nd World Conference in Earthquake Engineering. Vol. 2. Tokio and Kyoto, Japan, 1960.

[Jen68] Jennings P.C.: “Equivalent Viscous Damping for Yielding Structures”. ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 94, No. EM1, February 1968.

[Man84] Mander J.B.: “Seismic Design of Bridge Piers”. Report 84-2. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1984.

[MN92] Monti G., Nuti C.: “Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling”. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 12, December 1992.

[MP73] Menegotto M., Pinto P.E.: “Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending”. Reports of the Working Commissions, Volume 13. IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. Lisboa, 1973.

[MPP 88] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.: “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, August 1988.

[New59] Newmark N.M.: “A Method of Computation for Structural Dynamics”. ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 85, No. 3, July 1959.

[NH82] Newmark N.M., Hall W.J.: “Earthquake Spectra and Design”. Earthquake Engineering Research Institute (www.eeri.org), 1982.

[SIA05] SIA Dokumentation D0211: “Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben – Einführung in das Merkblatt SIA 2018”. Zürich, 2005

[SS81] Saiidi A., Sozen M.: “Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures”. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 107, No. 5, May 1981.

[SS76] Shibata A., Sozen M.: “Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C”. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. 1, January 1976.

[PCK07] Priestley M.J.N, Calvi G.M., Kowalsky M.J.: “Displacement-Based Seismic Design of Structures”. IUSS Press, 2007.

[PPC04] Petrini L., Pinho R., Calvi G.M.: “Criteri di Progettazione Antisismica degli edifici”. Collana di manuali di progettazione antisismica, Volume 1. IUSS Press, 2004.

[Prz85] Przemieniecki J.S.: “Theory of Matrix Structural Analysis”. Reprint of McGraw-Hill 1968. ISBN 0-486-64948-2 Dover Publications, 1985.

[TF99] Tolis S.V., Faccioli E.: “Displacement design spectra”. Journal of Earthquake Engineering vol. 3, No. 1, 1999.

[TSF91] Taucer F., Spacone E., Filippou F.: “A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures”. Report UBC/EERC-91/17. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley 1991.

[TSN70] Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N.: “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes”. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 96, No. 12, December 1970.

[VFF94] Vidic T., Fajfar P., Fischinger M.: “Consistent inelastic design spectra: strength and displacement”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 23(5) 507-521. 1994.

2.1 Inelastische Analyseverfahren im Erdbebeningenieurwesen: Ein Überblick

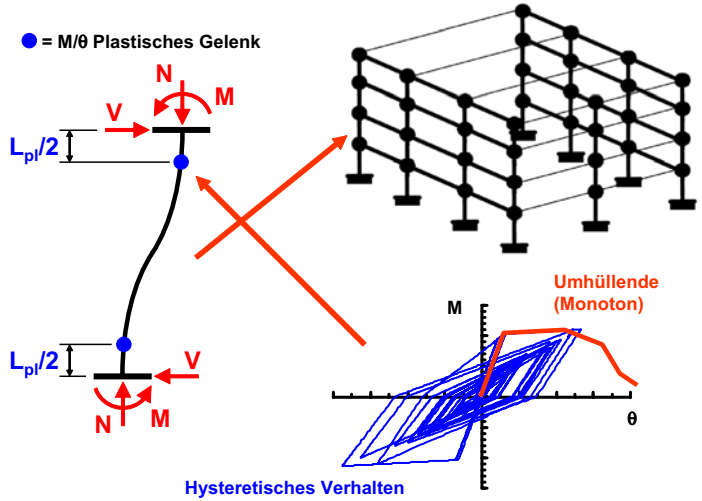
2.1.1 Einführung

- Ziel des verhaltensbasierten Erdbebeningenieurwesens ist die Vorhersage des Verhaltens des Tragwerks unter einem zukünftigen Erdbeben (Siehe Kapitel 1).
  - Das Verhalten ist charakterisiert durch die zu erwartenden Schäden an tragenden und nichttragenden Bauteilen, sowie am Inhalt des Gebäudes.
- Inelastische Analyseverfahren sind ein wichtiges Werkzeug des verhaltensbasierten Erdbebeningenieurwesens.
  - Schäden an tragenden und nicht-tragenden Bauteilen bedeuten meistens, dass inelastische Verformungen stattgefunden haben.
  - Traditionelle Analyseverfahren, die auf elastischen Methoden beruhen, können das Verhalten nur implizit vorhersagen.
  - Im Gegensatz dazu, ist das Ziel der inelastischen Analyseverfahren die direkte Vorhersage der zu erwartenden inelastischen Verschiebungen und Verformungen.
- Resultat der Analyse ist eine möglichst realistische Schätzung des Bedarfs an gewählten Bemessungsparametern. Dieser Bedarf soll dann mit den zulässigen Werten verglichen werden. Wichtige Bemessungsparameter sind zum Beispiel:
  - globale Verschiebungen (z.B. des Dachs oder von anderen wichtigen Referenzpunkten),
  - Stockwerksschiefstellungen
  - Verformungen und Schnittkräfte der Bauteile.

- Bei inelastischen Analyseverfahren sollen die Eigenschaften des Berechnungsmodells am Besten den mittleren Eigenschaften des Tragwerks entsprechen.
  - Dies erlaubt eine Schätzung des Mittelwerts des Bedarfs an gewählten Bemessungsparametern.
  - Der Ingenieur soll dann die Resultate selber interpretieren und die entsprechenden Entscheidungen bezüglich der Auslegung des Tragwerks treffen.

2.1.2 Dynamische Tragwerksmodelle

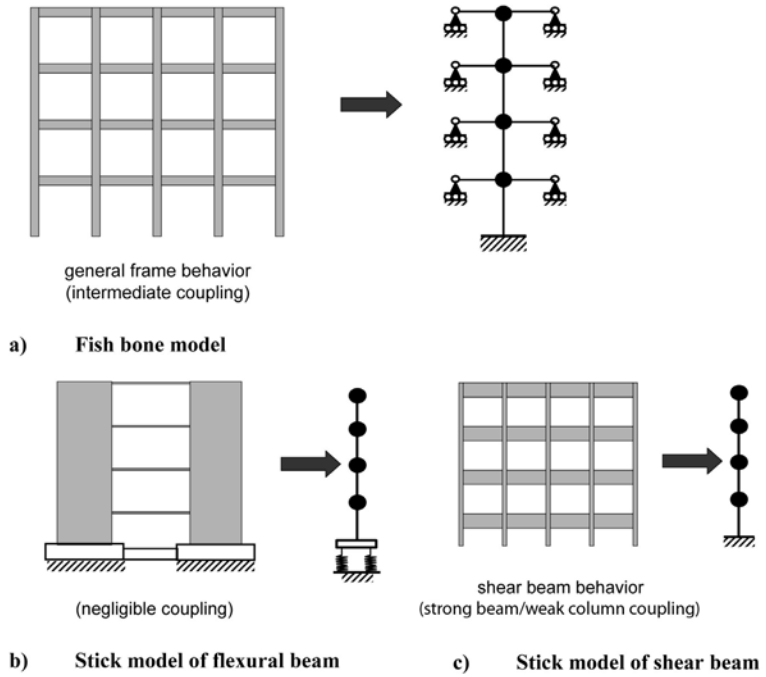
- Detaillierte Modelle



  - Alle wichtigen Bauteile werden einzeln modelliert.
  - Bauteilen, bei welchen inelastische Verformungen erwartet werden, sollen neben den elastischen Eigenschaften auch inelastische Eigenschaften zugewiesen werden.

- In Abhängigkeit der gewählten inelastischen Analyseverfahren (siehe Abschnitt 2.1.3) sollen die inelastischen Eigenschaften entweder als Hysterese oder als Umhüllende definiert werden.
- Hinweise zur Festlegung der inelastischen Eigenschaften stammen entweder aus Versuchen oder aus der Literatur (d.h. aus Versuchen, die Andere durchgeführt haben.

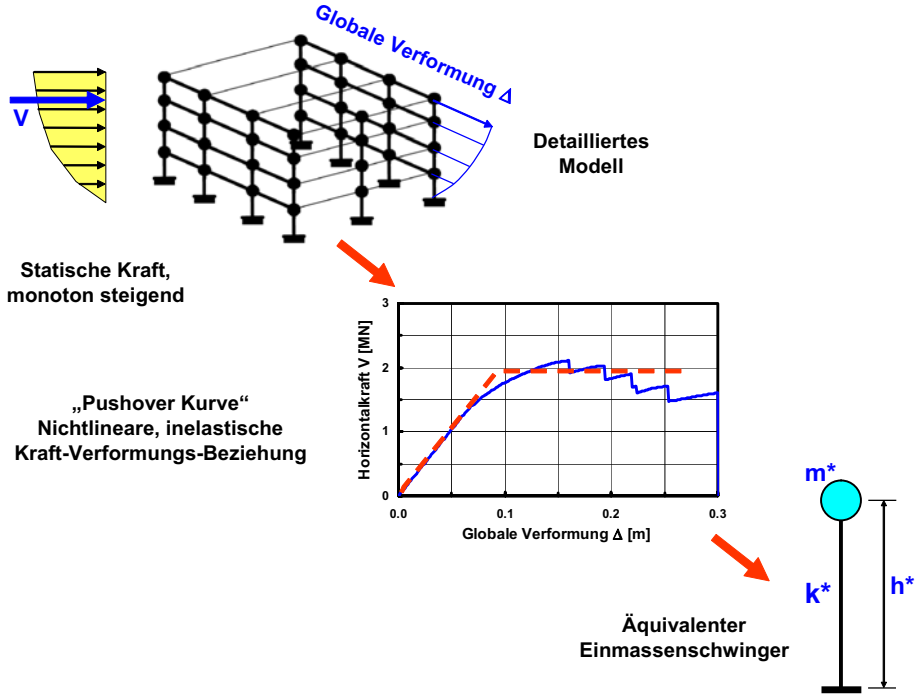
- Äquivalente Mehrmassenschwinger (MMS)



Aus [ATC05]

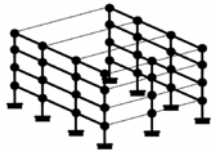
- Bei gewissen Tragwerken und Fragestellungen lohnt es sich, die Eigenschaften von gewissen Bauteilen in “Makro-Elemente” zu konsolidieren

- Äquivalente Einmassenschwinger (EMS)



- Der äquivalente Einmassenschwinger kann entweder elastisch oder inelastisch sein, dies in Abhängigkeit der gewählten inelastischen Analyseverfahren (siehe Abschnitt 2.1.3).
- Die Berechnung von Pushover Kurven und die nachfolgende Bestimmung der Eigenschaften des äquivalenten Einmassenschwingers werden im Abschnitt 2.2 ausführlich diskutiert.

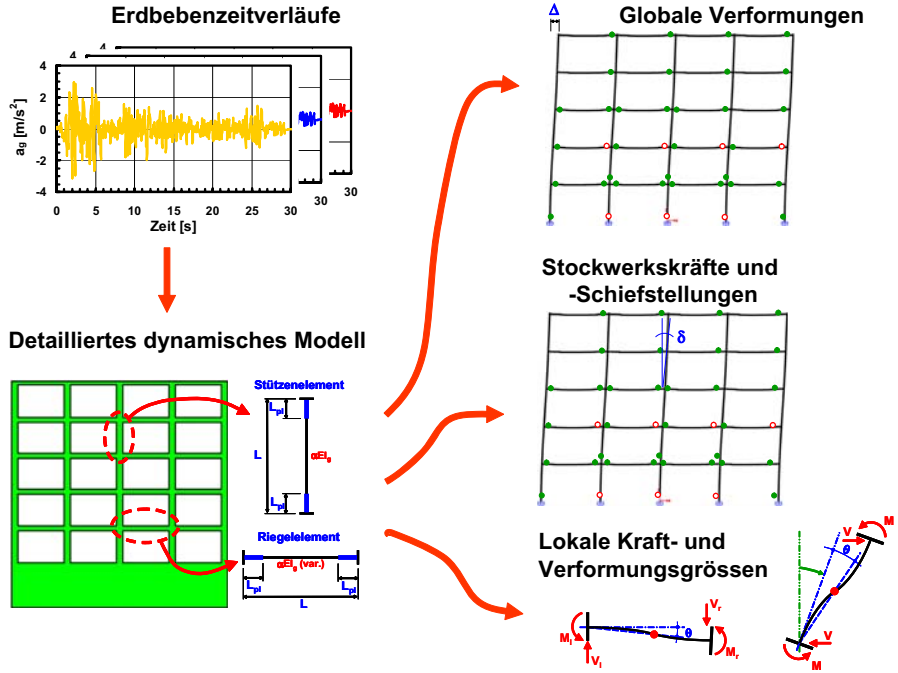
2.1.3 Mögliche inelastische Analyseverfahren im Erdbebeningenieurwesen

Dynamisches Tragwerksmodell	Charakterisierung der Bodenbewegung: Antwortspektren	Charakterisierung der Bodenbewegung: Mehrere Zeitverläufe
 Detailliert		Nichtlineare dynamische Analyse
 Äquivalenter MMS	Nichtlineare statische Verfahren. Mutilmodale pushover Analyse.	Vereinfachte nichtlineare dynamische Analyse am äquivalenten MMS
 Äquivalenter EMS	Nichtlineare statische Verfahren. Pushover Analyse	Vereinfachte nichtlineare dynamische Analyse am äquivalenten EMS



Aus [ATC05]

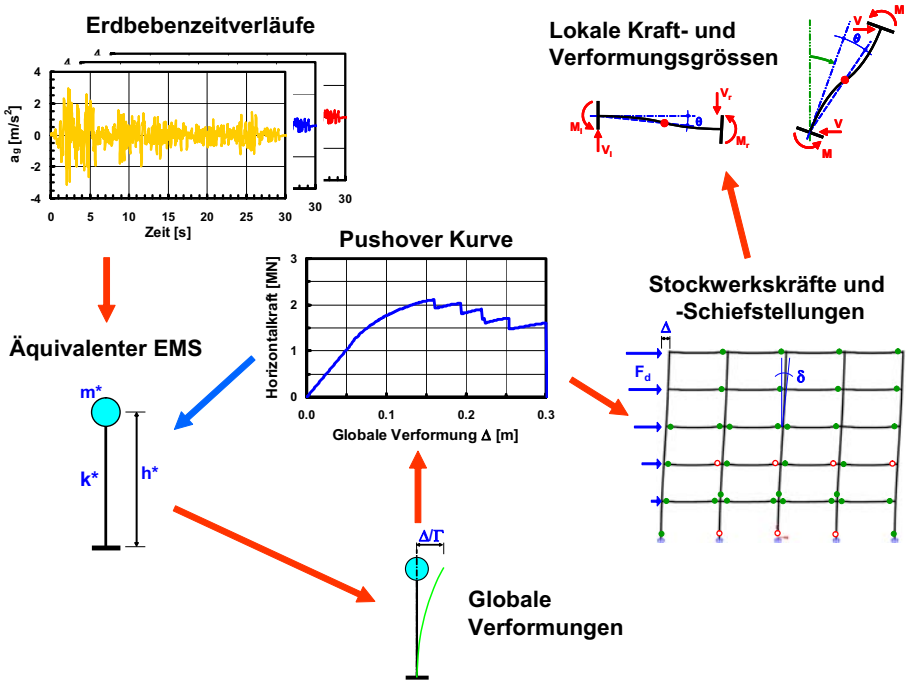
- Nichtlineare dynamische Analyse (NDA)



  - Mit der NDA können die Unsicherheiten reduziert (aber nicht eliminiert) werden. Die Wahl der Zeitverläufe und die Charakterisierung der inelastischen Eigenschaften der Bauteile spielen dabei eine wesentliche Rolle.
  - NDA sind im Allgemeinen extrem aufwendig (Vorbereitung, Durchführung, Interpretation der Resultate).

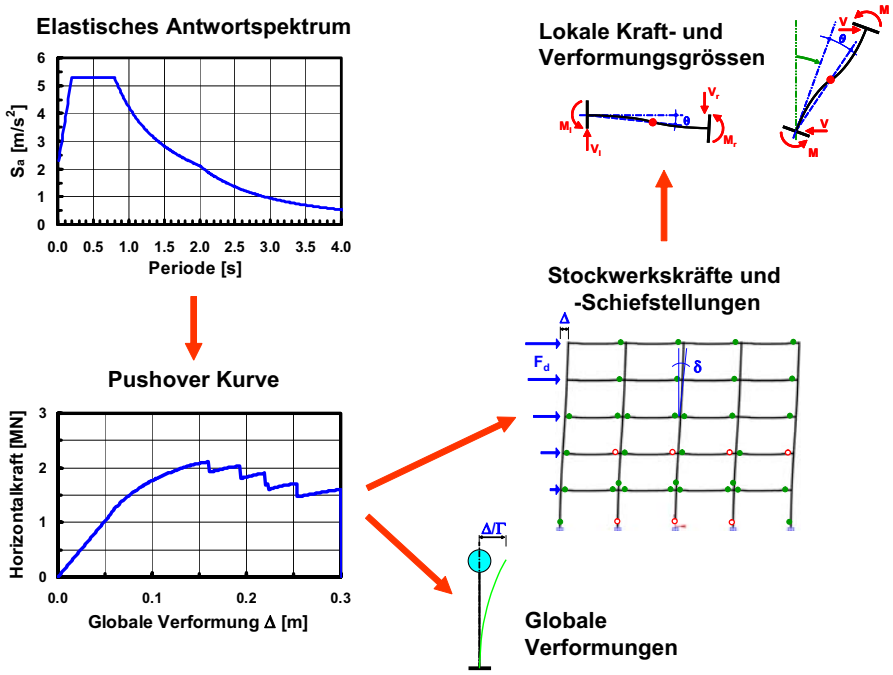
- Vereinfachte nichtlineare dyn. Analyse am äquivalenten MMS
  - Ähnlich wie NDA. Die lokale Kraft- und Verformungsgrössen werden aber nicht direkt sondern indirekt aus der Verformungsfigur des äquivalenten MMS geschätzt.

- Vereinfachte nichtlineare dynamische Analyse am äquivalenten EMS



- Sowohl bei elastischen als auch bei inelastischen äquivalenten EMS ist die Durchführung der Zeitverlaufsberechnungen relativ wenig aufwendig.
- Aus diesem Grund sind solche Analysen für probabilistische Verfahren gut geeignet (z.B. zur Berechnung von Verletzbarkeitskurven, siehe V1).
- Die dynamischen Eigenschaften des äquivalenten EMS werden typischerweise anhand von detaillierten Modellen festgelegt (Siehe Abschnitt 2.1.2).

- Nichtlineare statische Verfahren. Pushover Analyse

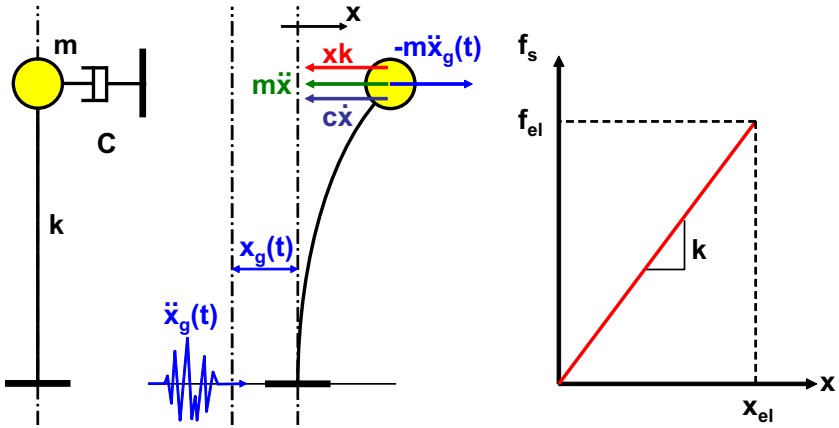


  - Ähnlich wie “Vereinfachte nichtlineare dynamische Analyse am äquivalenten EMS”.
    Dazu kommen aber zusätzliche Unsicherheiten im Bezug auf die Bestimmung der globalen Verformungen des EMS anhand der Spektren.

- Nichtlineare statische Verfahren. Mutilmodale pushover Analyse
  - Ähnlich wie “Pushover Analyse”. Erlauben aber eine bessere Betrachtung der “oberen Eigenschwingungen” und deren Einfluss auf die Stockwerksschiefstellungen.

2.2 Inelastische statische Verfahren

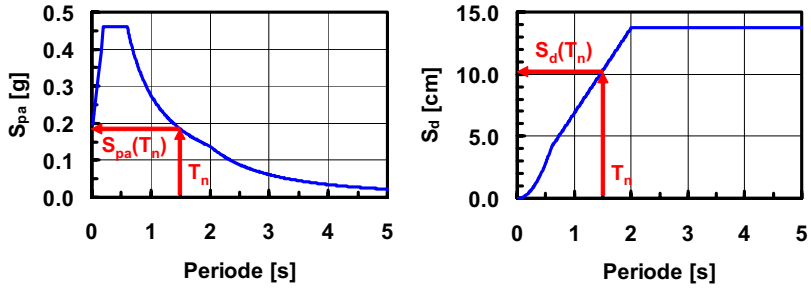
2.2.1 Elastische Einmassenschwinger (EMS)



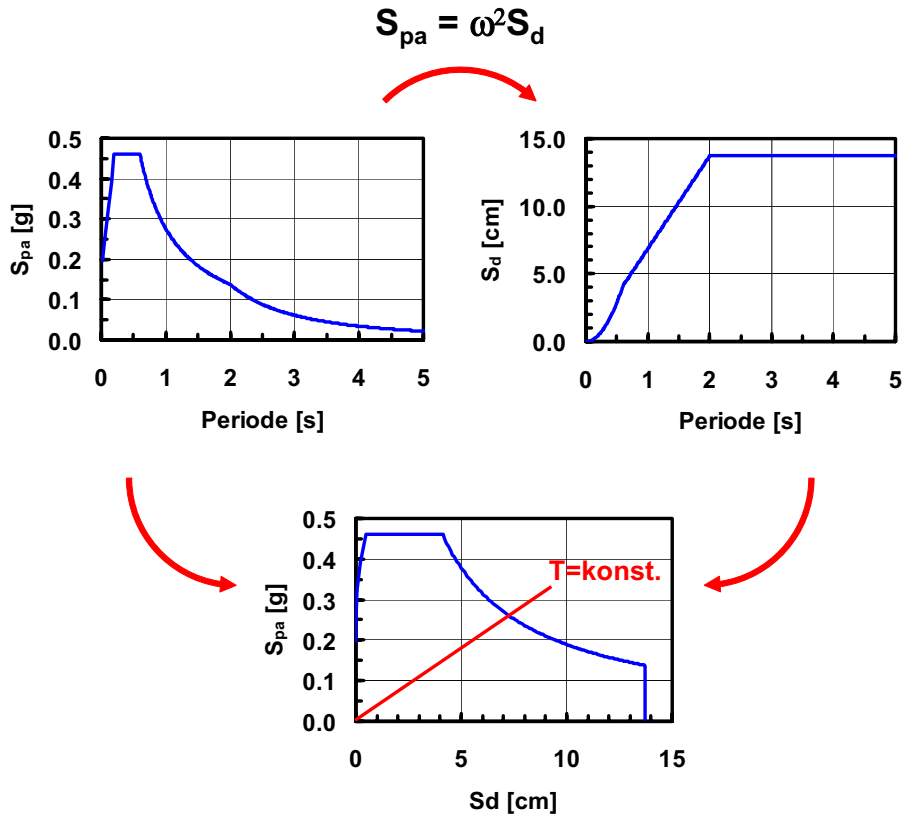
DGL: $\ddot{x} + 2\zeta\omega_n\dot{x} + \omega_n^2 x = -\ddot{x}_g$

Wobei: $\zeta = c\ (2m\omega_n)\ ,\ \omega_n = \sqrt{k\ \ m} = 2\pi\ \ T_n$

Für eine gegebene Anregung $\ddot{x}_g(t)$ ist die maximale Antwort des EMS nur von seiner Eigenfrequenz (ω_n) und seiner Dämpfung (ζ) abhängig. Sie kann mit Antwortspektren dargestellt werden.



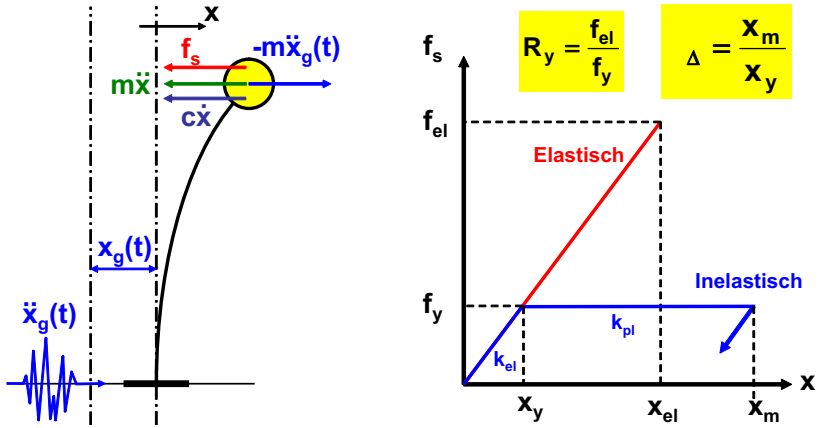
- Elastische Antwortspektren im ADRS-Format (**A**cceleration-**D**isplacement-**R**esponse-**S**pectra)



Die Perioden T entsprechen Geraden, die durch den Ursprung der Achsen laufen, und zwar aus diesem Grund:

$S_{pa} = \omega^2 S_d$ und nach Umformung: $T = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_{pa}}}$

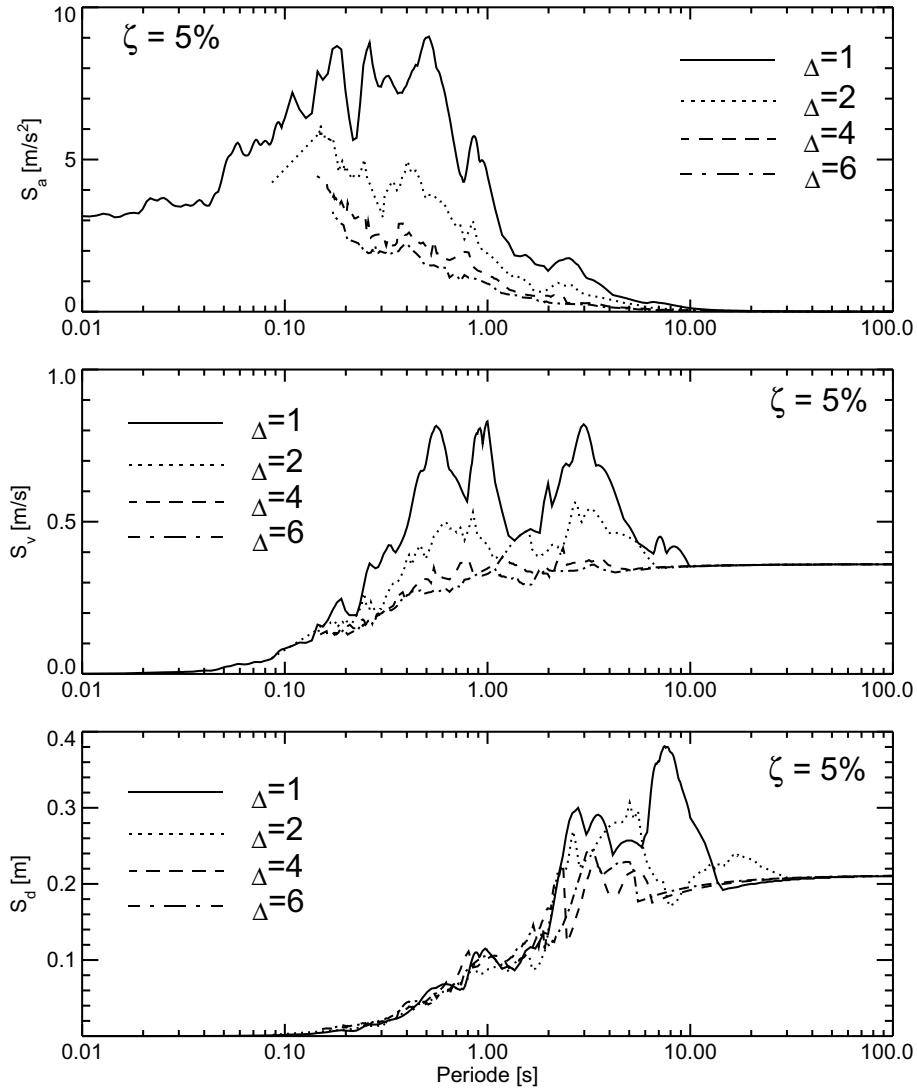
2.2.2 Inelastische Einmassenschwinger (EMS)



DGL: $$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_s(x,t) = -m\ddot{x}_g(t)$$

- Die Antwort von inelastischen EMS soll numerisch ermittelt werden (Newmark Verfahren)
- Für eine gegebene Anregung $\ddot{x}_g(t)$ kann die maximale Antwort des EMS in Funktion der folgenden Parameter mittels inelastischen Antwortspektren dargestellt werden:
  - Elastische Steifigkeit k_{el} und entsprechende Eigenfrequenz $\omega_n = \sqrt{k_{el}\ m} = 2\pi\ T_n$
  - Dämpfung. Wenn eine Konstante Dämpfung proportional zur elastischen Steifigkeit k_{el} des EMS angenommen wird, ergibt sich die DGL:
    $$\ddot{x} + 2\zeta\omega_n\dot{x} + \frac{f_s(x,t)}{m}x = -\ddot{x}_g \text{ wobei } \zeta = c_{el}\ (2m\omega_n)$$
  - Hysteretisches Gesetz $f_s(x,t)$
  - Verschiebeduktilität $\Delta = x_m\ x_y$

- Inelastische Antwortspektren



2.2.3 Inelastische Bemessungsspektren

- Inelastische Bemessungsspektren dienen zur Schätzung der maximalen Antwort eines inelastischen EMS, der durch seinen elastischen Eigenschaften (k_{el}, T_n, c_{el}) charakterisiert ist.
- Mehrere Forscher (e.g. [NH82], [KN92], [VFF94]) haben R_y- $_\Delta$-T_n Beziehungen entwickelt, um inelastische Bemessungsspektren aus den entspechenden elastischen Bemessungsspektren herzuleiten.
- Anhand der R_y- $_\Delta$-T_n Beziehungen werden die inelastischen Bemessungsspektren mit folgenden Gleichungen berechnet:

$$A_y = S_{pa,\,inelastisch} = \frac{1}{R_y} \cdot S_{pa,\,elastisch} \tag{1}$$

$$D = S_{d,\,inelastisch} = \frac{\Delta}{R_y} \cdot S_{d,\,elastisch} \tag{2}$$

- Es ist wichtig zu merken, dass $S_{pa,\,inelastisch} \neq \omega^2 \cdot S_{d,\,inelastisch}$
- R_y- $_\Delta$-T_n Beziehungen nach [VFF94]

$$R_y = \begin{cases} (\ _\Delta - 1) \cdot \dfrac{T_n}{T_0} + 1 & T_n \le T_0 \\ \Delta & T_n > T_0 \quad \text{(Prinzip der GV)} \end{cases} \tag{3}$$

Wobei: $T_0 = 0.65 \cdot\ ^{0.3}_{\Delta} \cdot T_c \le T_c$ (4)

T_c = Eckperiode zwischen den Bereichen konstanter S_{pa} und konstanter S_{pv}

- R_y- $_\Delta$-T_n Beziehungen nach [NH82]

$$R_y = \begin{cases} 1 & T_n < T_a \\ (2\ _\Delta - 1)^{\beta\ 2} & T_a < T_n < T_b \\ \sqrt{2\ _\Delta - 1} & T_b < T_n < T_{c'} \quad \text{(Prinzip der GE)} \\ \dfrac{T_n}{T_c}\ _\Delta & T_{c'} < T_n < T_c \\ \Delta & T_n > T_c \quad \text{(Prinzip der GV)} \end{cases} \tag{5}$$

Wobei: $\beta = \log(T_n\ \ T_a)\ \ \log(T_b\ \ T_a)$ (6)

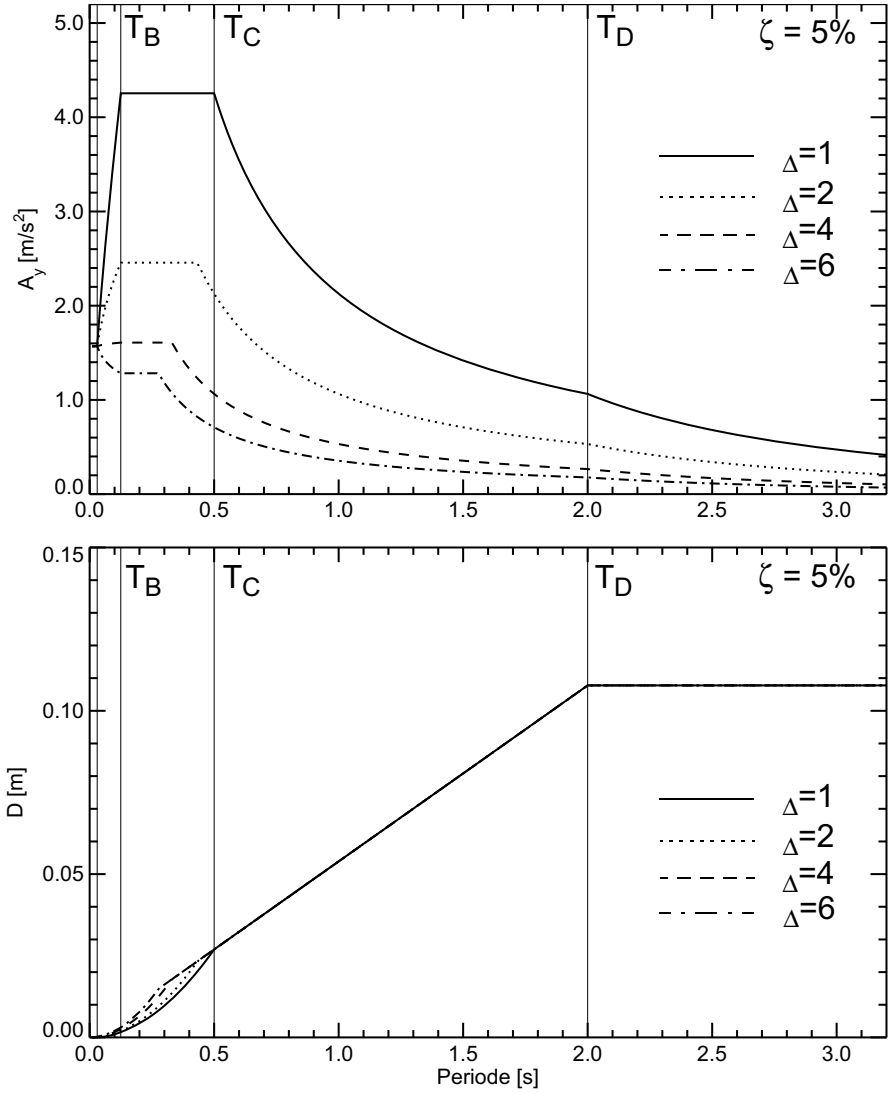
$T_a = 1\ \ 33\,s$ (7)

$T_b = 1\ \ 8\,s$ (8)

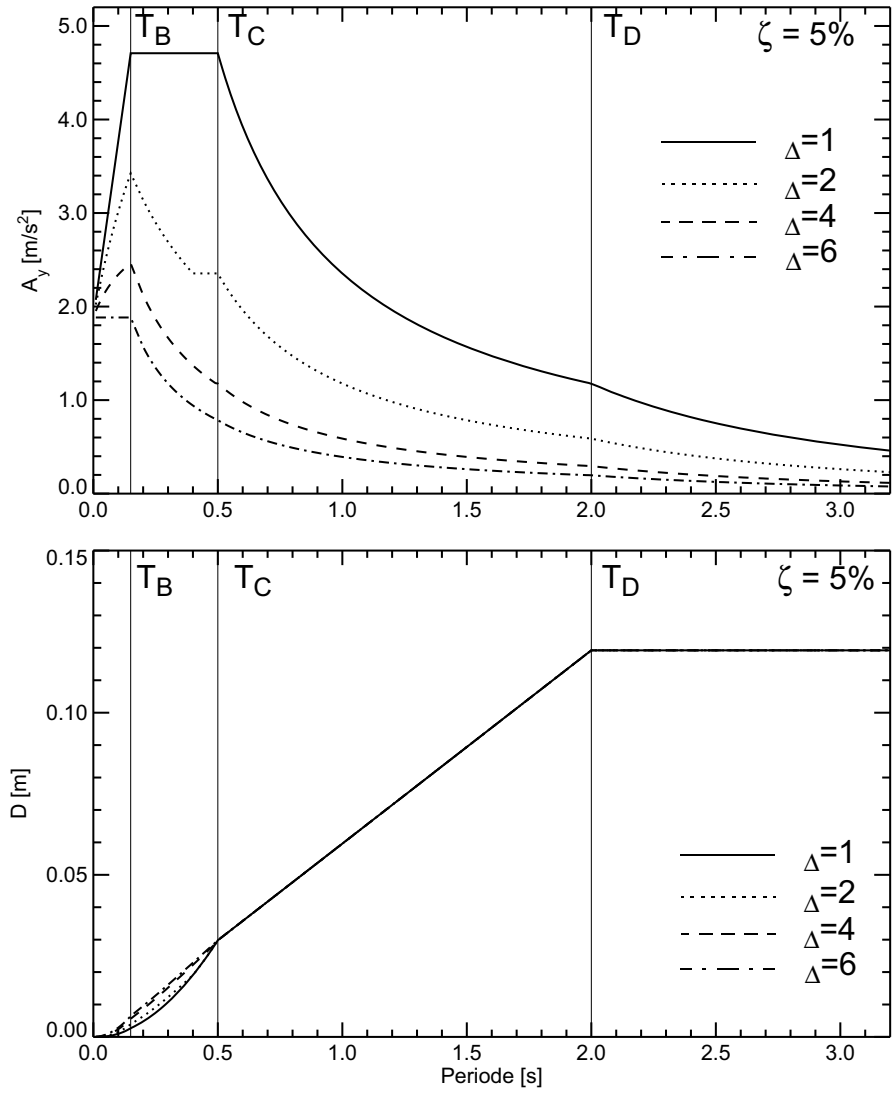
T_c = Eckperiode zwischen den Bereichen konstanter S_{pa} und konstanter S_{pv}

$T_{c'}$ = Eckperiode zwischen den Bereichen konstanter S_{pa} und konstanter S_{pv} im inelastischen Spektrum

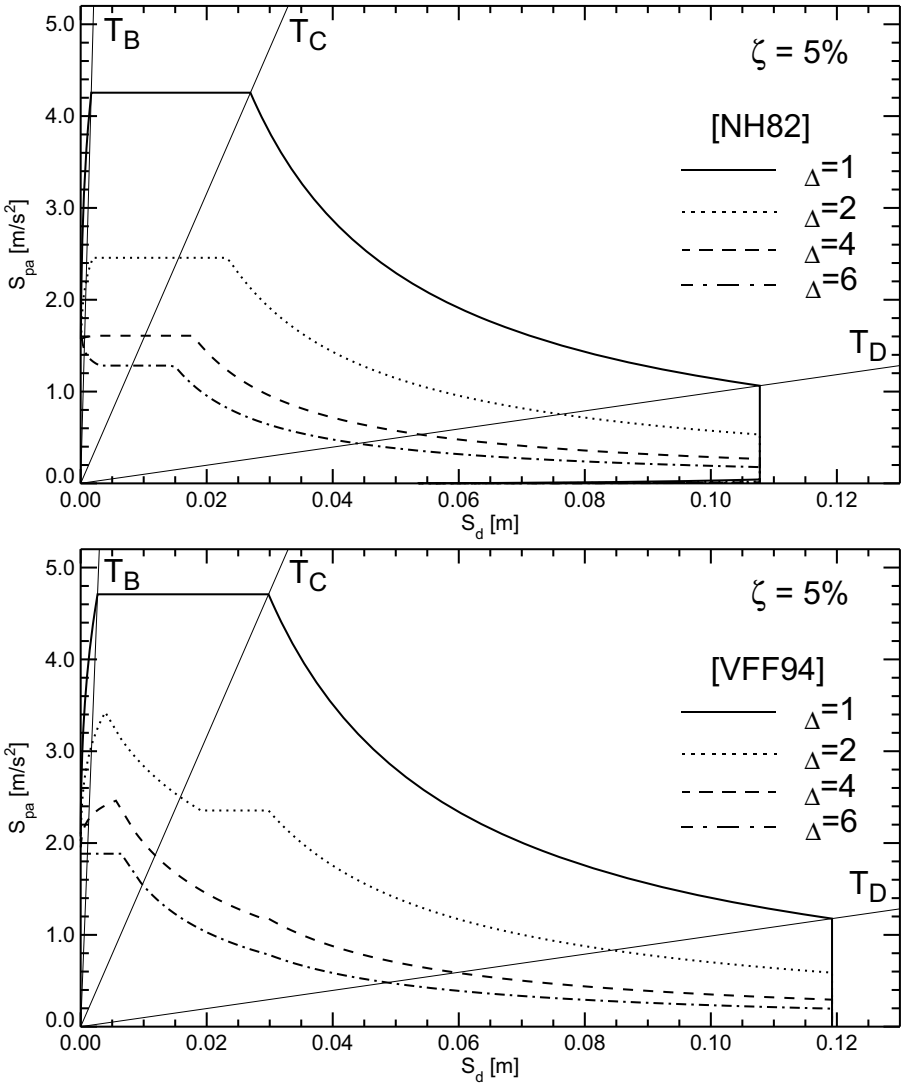
- Inelastische Bemessungsspektren nach [NH82]



- Inelastische Bemessungsspektren nach [VFF94]



- Inelastische Bemessungsspektren im ADRS-Format

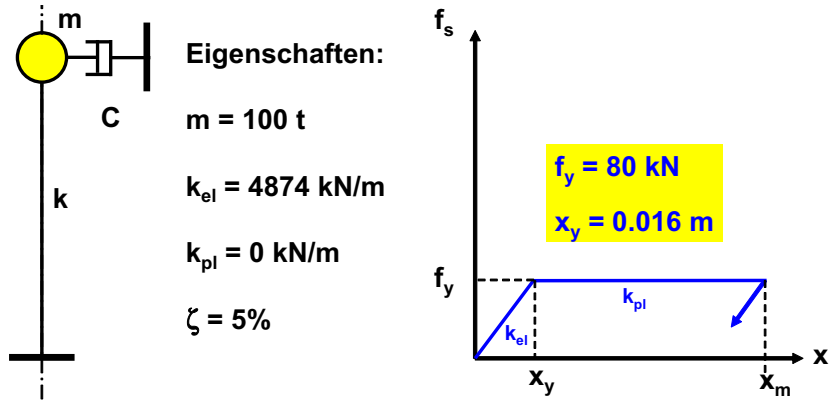


2.2.4 Antwort von inelastischen EMS anhand von inelastischen Bemessungsspektren in ADRS-Format

In diesem Abschnitt wird anhand von zwei Beispielen die Antwort von inelastischen EMS anhand von inelastischen Bemessungsspektren in ADRS-Format dargestellt.

- EMS 1 mit T_n = 0.9 s
- EMS 2 mit T_n = 0.3 s
- Es werden die Spektren nach [VFF94] aus Abschnitt 2.2.3 verwendet

- Beispiel 1: EMS mit T_n= 0.9 s



- Antwort des elastischen EMS 1

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{100}{4874}} = 0.9\text{s}$$

$$S_{pa} = 2.62\text{m/s}^2$$

$$S_d = 0.054\text{m}$$

$$f_{el} = 261.7\text{kN}$$

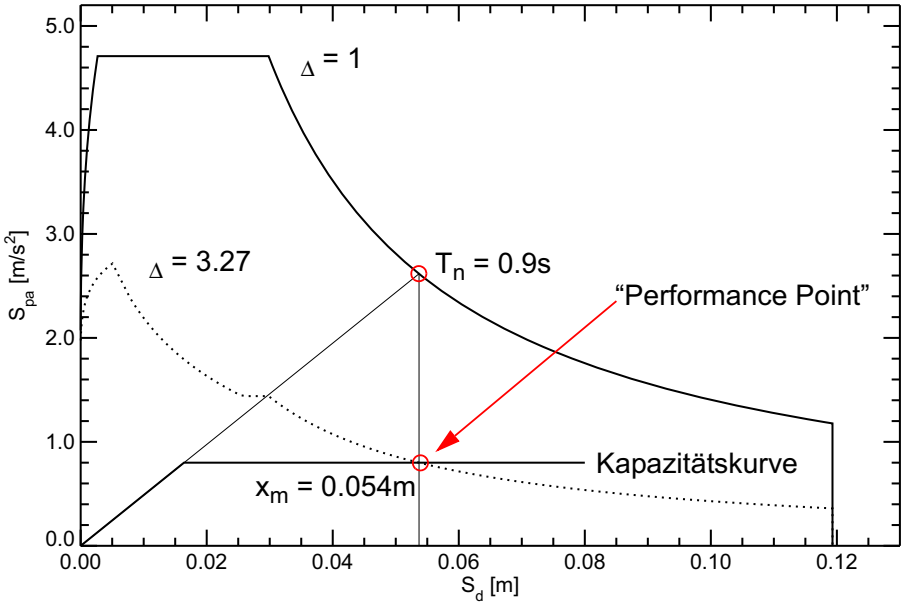
- Antwort des inelastischen EMS 1

$$R_y = \frac{f_{el}}{f_y} = \frac{261.7}{80} = 3.27$$

$$_{\Delta} = R_y = 3.27 \text{ (Aus Gleichung (3) da } T_n > T_c = 0.5s)$$

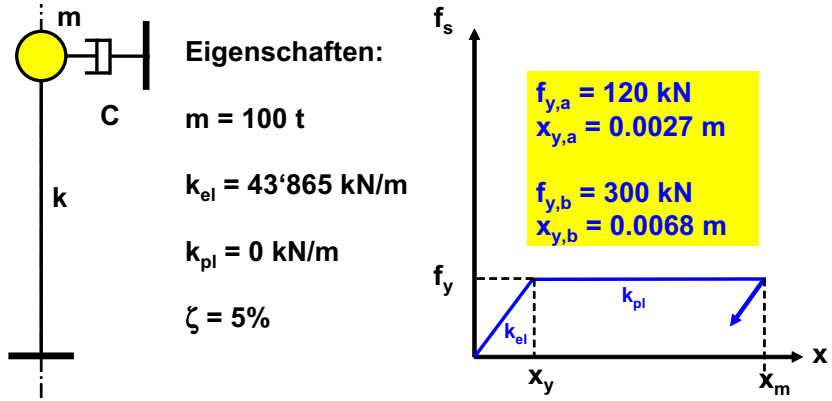
$$x_m = x_y \cdot {}_{\Delta} = 0.016 \cdot 3.27 = 0.054m = S_d$$

Darstellung des Verhaltens des inelastischen EMS 1 im inelastischen Bemessungsspektrum in ADRS-Format:



- Wenn die inelastische Kraft-Verformungsbeziehung des EMS durch seine Masse m dividiert wird, entsteht die "Kapazitätskurve", die im Spektrum im ADRS Format eingezeichnet werden kann.
- Die Kapazitätskurve und das entsprechende inelastische Spektrum treffen sich im "Performance Point".

- Beispiel 2: EMS mit T_n= 0.3 s



- Antwort des elastischen EMS 2

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{100}{43865}} = 0.3s$$

$$S_{pa} = 4.71 m/s^2$$

$$S_d = 0.011m$$

$$f_{el} = 471kN$$

Im Rahmen des zweiten Beispiels werden zwei unterschiedliche inlastische EMS betrachtet: (a) Ein EMS mit einer eher hohen Fliesskraft f_y und (b) ein EMS mit einer eher niedrigen Fliesskraft f_y.

- Antwort des inelastischen EMS 2a

$$R_y = \frac{f_{el}}{f_y} = \frac{471}{120} = 3.93$$

In diesem Fall ist die resultierende Verschiebeduktilität $_{\Delta}$ so gross, dass Gleichung (4) $T_0 = T_c = 0.5s$ ergibt. Nach Umformung von Gleichung (3) kann $_{\Delta}$ wie folgt berechnet werden:

$$\Delta = (R_y - 1) \cdot \frac{T_c}{T_n} + 1 = (3.93 - 1) \cdot \frac{0.5}{0.3} + 1 = 5.88$$

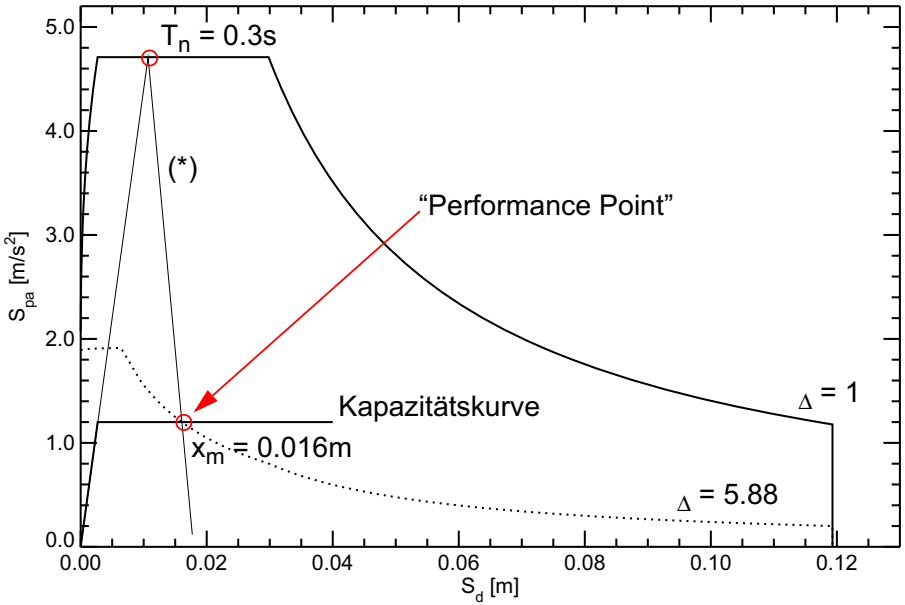
Zur Kontrolle:

$$T_0 = 0.65 \cdot \Delta^{0.3} \cdot T_c = 0.65 \cdot 5.88^{0.3} \cdot 0.5 = 0.553\,s > T_c$$

Die maximale Antwort ist deshalb:

$$x_m = x_y \cdot \Delta = 0.0027 \cdot 5.88 = 0.016\,m > S_d$$

Darstellung des Verhaltens des inelastischen EMS 2a im inelastischen Bemessungsspektrum in ADRS-Format:



- Es ist zu bemerken, dass die Gerade (*) nicht mehr vertikal verläuft wie im Beispiel 1, sondern geneigt entsprechend der Gleichung $\Delta = (R_y - 1) \cdot (T_c \quad T_n) + 1$.

Es folgt jetzt die Betrachtung des EMS 2b:

- Antwort des inelastischen EMS 2b

$$R_y = \frac{f_{el}}{f_y} = \frac{471}{300} = 1.57$$

In diesem Fall wird die resultierende Verschiebeduktilität Δ ein Wert annehmen, sodass aus Gleichung (4) sich $T_0 < T_c = 0.5s$ ergibt. Zur Berechnung von Δ soll deshalb Gleichung (4) in Gleichung (3) eingefügt werden, was folgende Gleichung ergibt:

$$(\Delta - 1) \cdot \frac{T_n}{0.65 \cdot \Delta^{0.3} \cdot T_c} + 1 = R_y \qquad (9)$$

Gleichung (9) soll numerisch gelöst werden.

$$\Delta(T_n = 0.3, T_c = 0.5, R_y = 1.57) = 1.73$$

Zur Kontrolle:

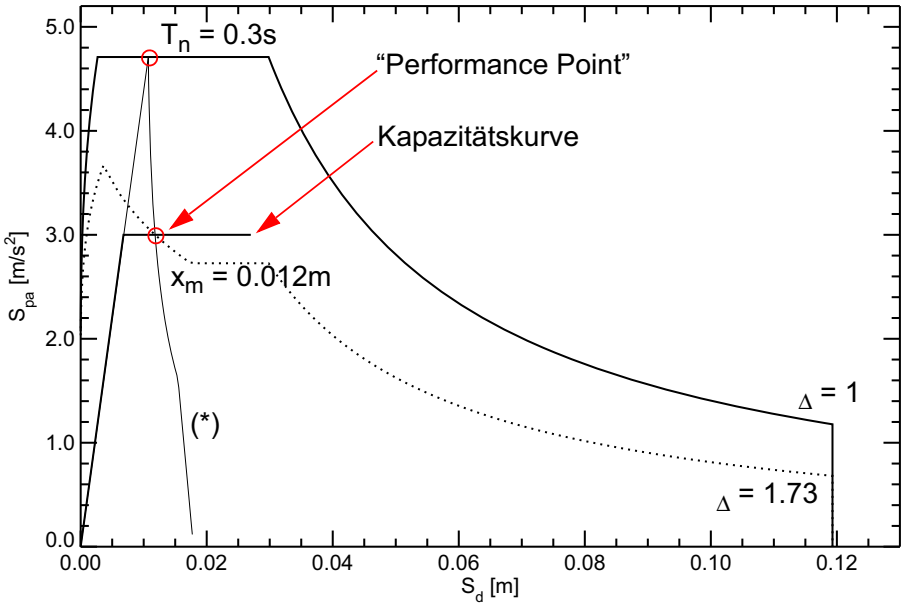
$$T_0 = 0.65 \cdot \Delta^{0.3} \cdot T_c = 0.65 \cdot 1.73^{0.3} \cdot 0.5 = 0.383\,s < T_c$$

$$(\Delta - 1) \cdot \frac{T_n}{T_0} + 1 = (1.73 - 1) \cdot \frac{0.3}{0.383} + 1 = 1.57 = R_y$$

Die maximale Antwort ist deshalb:

$$x_m = x_y \cdot \Delta = 0.0068 \cdot 1.73 = 0.012\,m > S_d$$

Darstellung des Verhaltens des inelastischen EMS 2b im inelastischen Bemessungsspektrum in ADRS-Format:



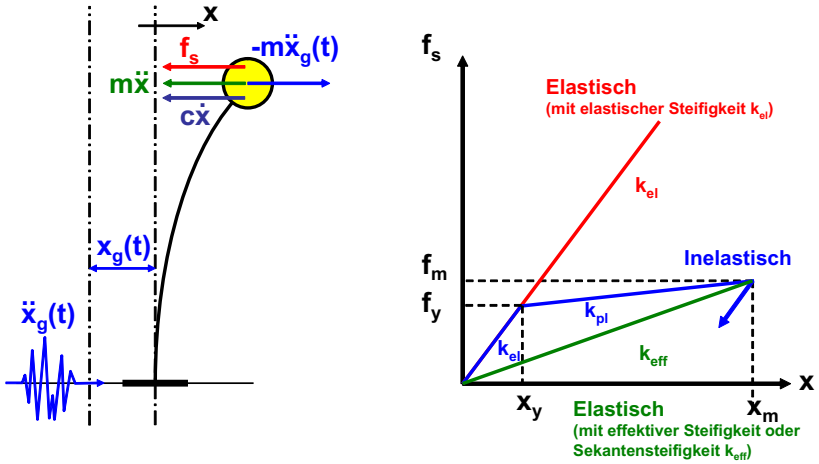
- Es ist zu bemerken, dass die Kurve (*) nicht mehr eine Gerade wie in den Beispielen 1 und 2a ist.
- Die Berechnung des gekrümmten Teils der Kurve (*) im Beispiel 2b erfolgt numerisch.
- Die Kurve (*) im Beispiel 2a ist nur eine Näherung der Kurve (*) im Beispiel 2b. Sobald $T_0 = T_c$ sind beide Kurven gleich. Im Beispiel 2 ist dies der Fall wenn $S_{pa} < 1.6 m/s^2$.
- Wenn $T_0 < T_c$ (d.h. hier $S_{pa} > 1.6 m/s^2$) würde die Kurve (*)2a grössere maximale Verformungen x_m als Kurve (*)2b vorhersagen. Die Abweichung ist aber klein. Aus diesem Grund kann in den meisten Fällen Gleichung (4) wie folgt vereinfacht werden:

$$R_y = \begin{cases} (\Delta - 1) \cdot \dfrac{T_n}{T_c} + 1 & T_n \le T_c \\ \Delta & T_n > T_c \quad \text{(Prinzip der GV)} \end{cases} \qquad (10)$$

Die Vereinfachung ist ebenso leicht zu rechtfertigen, wenn die grossen Unsicherheiten betrachtet werden, die mit der Verwendung von geglätteten Spektren verbunden sind.

- Bemerkungen
  - Eine Diskussion von ähnlichen Beispielen ist im Zeitschriftenbeitrag [Faj99] zu finden.
  - Zur Berechnung der Antwort von inelastischen EMS anhand von inelastischen Bemessungsspektren reichen die R_y- Δ-T_n Beziehungen aus Abschnitt 2.2.3 vollkommen aus. Die Spektren in ADRS-Format sind nicht unbedingt notwendig, besitzen aber einen ausgeprägten anschaulichen Charakter.
  - R_y- Δ-T_n Beziehungen zur Berechnung der Antwort von inelastischen EMS sollen nur im Zusammenhang mit geglätteten Spektren verwendet werden. Sie sollen nicht zur Schätzung eines inelastischen Antwortspektrums eines einzelnen Zeitverlaufs benutzt werden.
  - Nicht vergessen, was bereits im Rahmen der Vorlesung "Erdbebensicherung von Bauwerken I" diskutiert wurde:
    - Bemessungsspektren sind sehr nützliche Werkzeuge, um Tragwerke auf die zu erwartende Erdbebeneinwirkung zu bemessen. Im Mittel können Bemessungsspektren die Auswirkung von Erdbeben gut abbilden.
    - Wenn einzelne Erdbeben betrachtet werden, kann es hingegen oft vorkommen, dass die Spektren diese Auswirkung unterschätzen.
    - Diese Eigenschaft der Spektren soll bei Bemessungsaufgaben berücksichtigt werden, indem möglichst robuste Tragwerke angestrebt werden sollen.

2.2.5 Lineare Ersatz-Einmassenschwinger (EMS$_e$)



Es wird postuliert, dass die maximale Antwort x_m eines inelastischen EMS anhand eines linearen Ersatz-Einmassenschwinger (EMS$_e$) geschätzt werden kann. Die Eigenschaften des EMS$_e$ sind:

Steifigkeit: $k_{eff} = f_m \; x_m$ (11)

Dämpfung: ζ_e (12)

Die DGL des EMS$_e$ ist:

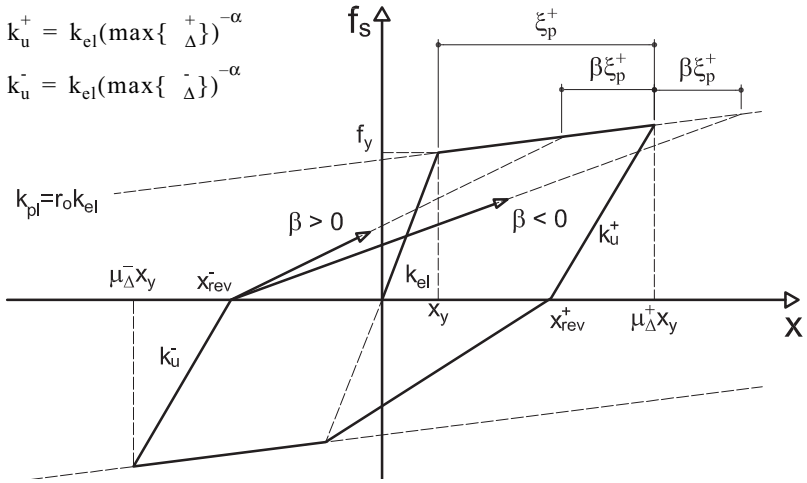
$$\ddot{x}(t) + 2\zeta_e\omega_e\dot{x}(t) + \omega_e^2 x(t) = -\ddot{x}_g(t) \text{ mit } \omega_e^2 = k_{eff}\; m \qquad (13)$$

Beim EMS$_e$ stellt sich die Frage, wie gross die viskose Dämpfung ζ_e sein soll, sodass $\max(x(t)) = x_m$.

- Beispiel: Inelastischer EMS des Takeda-Typs [TNS70]

Die Eigenschaften des inelastischen EMS sind:

- Dämpfung: $\zeta = 5\%$ (konstant, proportional zu k_{el})
- Masse: $m = 100t$
- Steifigkeit: $k_{el} = 4874kN/m$
- Fliesskraft: $f_y = 80kN$
- Hysterese: Takeda-Typ mit $r_o = 0.05$, $\alpha = 0.5$, $\beta = 0.0$



Die maximale Antwort dieses inlastischen EMS unter dem 1940 El Centro Erdbeben (NS Komponente) beträgt:

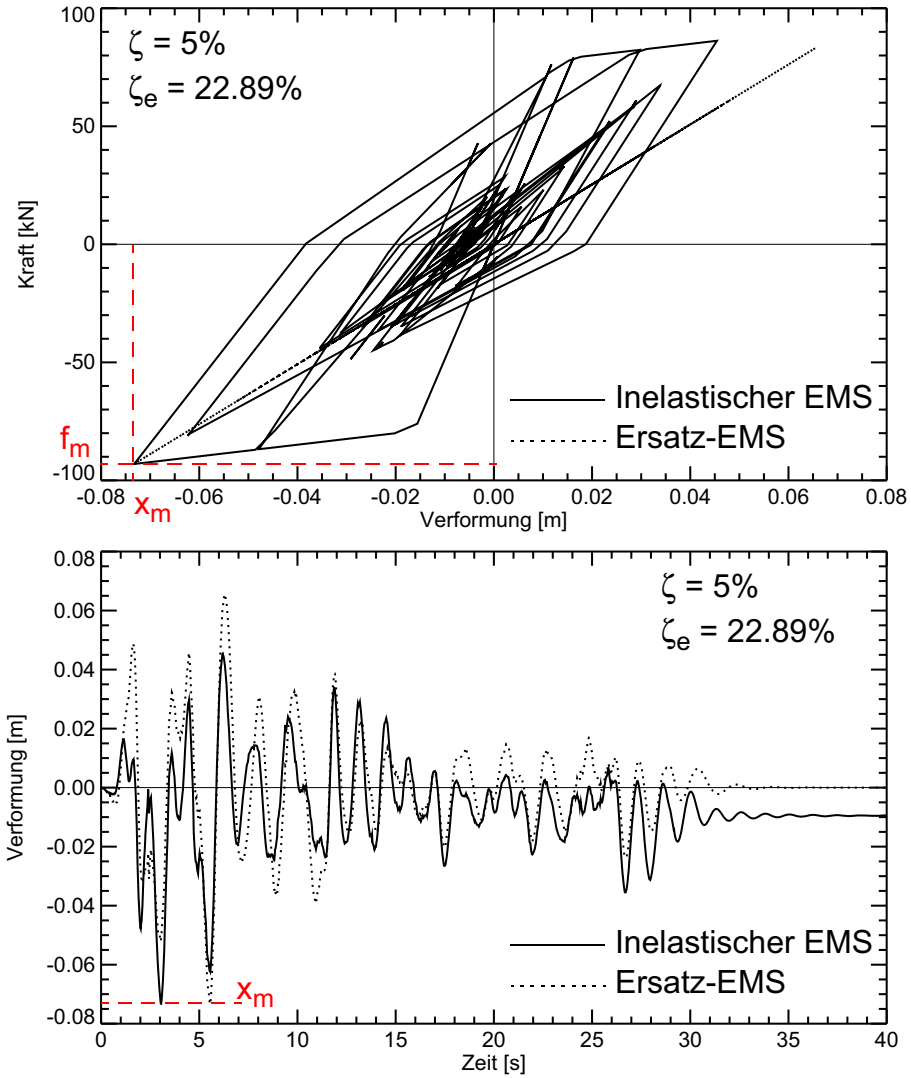
$x_m = 0.073m$, $f_m = 93.0kN$

Die Eigenschaften des entspechenden EMS$_e$ sind:

$$k_{eff} = \frac{f_m}{x_m} = \frac{93.0}{0.073} = 1274kN \;,\; T_e = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k_{eff}}} = 2\pi\sqrt{\frac{100}{1274}} = 1.76s$$

$\zeta_e = 22.89\%$, die Dämpfung ζ_e wurde hier iterativ bestimmt!

Vergleich zwischen den inlastischen EMS und den EMS_e



Bemerkungen zum Beispiel:

- Die Dämpfung ζ_e ist in der Regel grösser als die Dämpfung ζ, weil beim elastischen EMS_e für die hysteretische Verformungsenergie kompensiert werden soll, die beim inelastischen EMS dissipiert wird.
- Es kann aber Fälle geben, bei welchen $\zeta_e < \zeta$. Dies zeigt einmal mehr, die Schwierigkeiten, die mit der Vorhersage der Antwort von EMS unter Erdbebeneinwirkung verbunden sind.
- Im Beispiel wurde die Dämpfung ζ_e iterativ bestimmt, indem viele unterschiedliche Werte von ζ_e ausprobiert wurden, bis die maximale Antwort des EMS_e gleich wie die maximale Antwort des inelastischen EMS war. Hätte man ein Verfahren zur Schätzung der Dämpfung ζ_e, dann könnte man tatsächlich die maximale Antwort von inelastischen EMS anhand von linearen Ersatz-EMS bestimmen.
- Die Steifigkeit k_{eff} bzw. die Periode T_e des EMS_e sind erst bekannt, wenn die maximale Antwort des inelastischen EMS bekannt ist. Abschnitt 2.2.7 zeigt, wie diese Schwierigkeit umgegangen werden kann, um trotzdem die maximale Antwort von inelastischen EMS allein anhand von linearen Ersatz-EMS bestimmen zu können.

• Schätzung der Dämpfung ζ_e

Die Schätzung der Dämpfung ζ_e hat seit den schziger Jahren viele Forschende beschäftigt (siehe z.B. [Jac60], [Jen68] und [IG79]). Damals war das Interesse an Ersatzsystemen gross, weil die numerische Berechnung von inelastischen Systemen extrem aufwendig war. Die grundsätzliche Idee zur Schätzung der Dämpfung ζ_e war dabei:

Der inelastische EMS dissipiert Energie dank der viskosen Dämpfung ζ und infolge der plastischen Verformungen im Rahmen seiner inelasti-

schen Kraft-Verformungs-Beziehung. Der Ersatz-EMS hingegen kann Energie nur infolge der viskosen Dämpfung dissipieren. Deshalb gilt:

$$\zeta_e = \zeta + \zeta_{eq} \tag{14}$$

Dabei ist ζ_{eq} die sogenannte äquivalente viskose Dämpfung des inelastischen EMS.

Die einfachste Methode, um die äquivalente viskose Dämpfung zu bestimmen, besteht eben darin, die Energie, die in einem Zyklus vom inelastischen und vom Ersatz-EMS dissipiert wird, gleich zu setzen. Gemäss diesem Ansatz wird zum Beispiel in [Cho07] die äquivalente viskose Dämpfung folgendermassen definiert:

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{A_h}{A_e} \tag{15}$$

Wobei:

A_h: Energie, die vom inelastischen EMS durch plastische Verformungen dissipiert wird; sie entspricht der Fläche, die in der Kraft-Verformungs-Hysterese des betrachteten Zyklus enthalten ist;

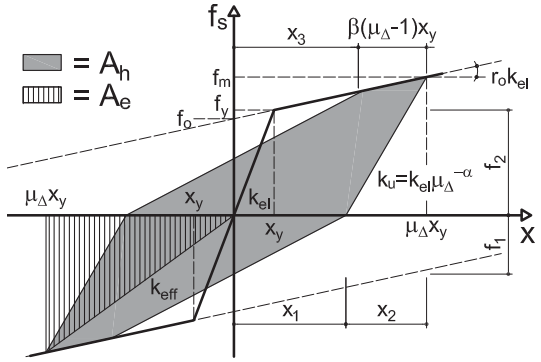
A_e: Verformungsenergie des Ersatz-EMS bei maximaler Verschiebung:

$$A_e = \frac{k_{eff} \cdot x_m^2}{2}$$

Die inelastische Kraft-Verformungs-Beziehung vieler Bauelemente lässt sich nach “Takeda” beschreiben. Seine äquivalente viskose Dämpfung gemäss Gleichung (15) kann anhand folgender Beziehung berechnet werden:

$$\zeta_{eq,Tak} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{(f_m + f_o)\ {}_\Delta x_y + f_1 x_1 - f_m x_2 - (f_m + f_o) x_3}{(f_m\ {}_\Delta x_y)\ 2} \tag{16}$$

Wobei:



$$f_m = [1 + r_o({}_\Delta - 1)] \cdot f_y$$

$$f_o = (1 - r_o) \cdot f_y$$

$$f_1 = \frac{x_1}{x_1 + x_3} \cdot f_2$$

$$f_2 = [1 + r_o({}_\Delta - 1)(1 - \beta)] \cdot f_y$$

$$x_1 = {}_\Delta x_y - u_2$$

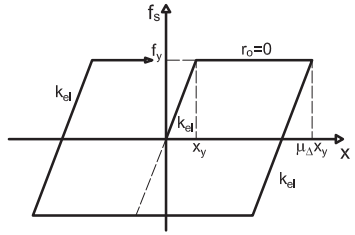
$$x_2 = \frac{1 + r_o({}_\Delta - 1)}{{}_\Delta^{-\alpha}} \cdot x_y$$

$$x_3 = [{}_\Delta - \beta({}_\Delta - 1)] \cdot x_y$$

Die äquivalente viskose Dämpfung von weiteren wichtigen hysteretischen Gesetzen beträgt:

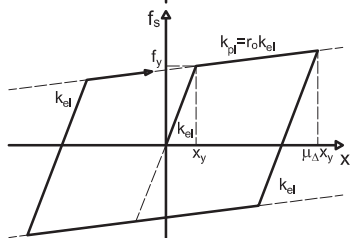
Elasto-plastisches (EP) Gesetz:

$$\zeta_{eq,\,EP} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{{}_\Delta - 1}{{}_\Delta} \tag{17}$$



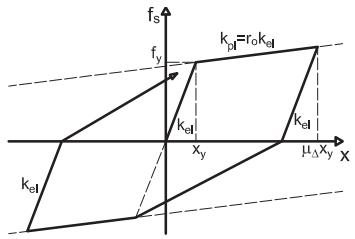
Bilineares (BL) Gesetz:

$$\zeta_{eq,\,BL} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{({}_\Delta - 1)(1 - r_o)}{{}_\Delta(1 + r_o\ {}_\Delta - r_o)} \tag{18}$$

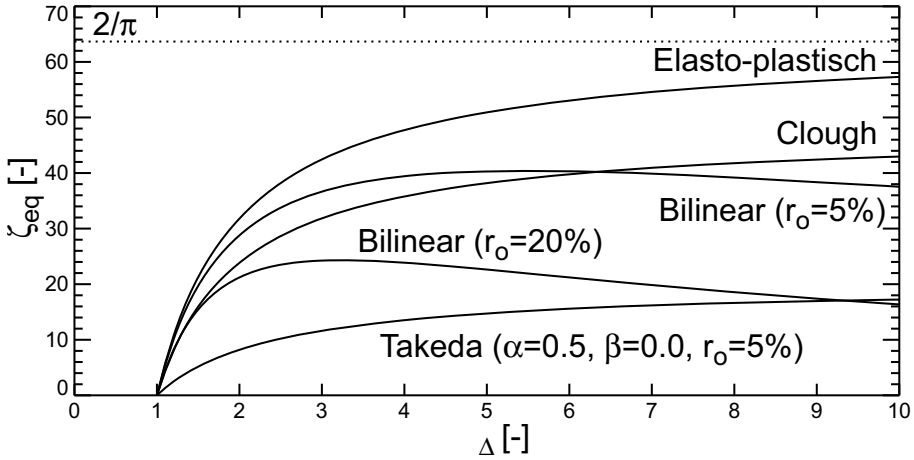


Gesetz nach Clough (Clo) [CP75]:

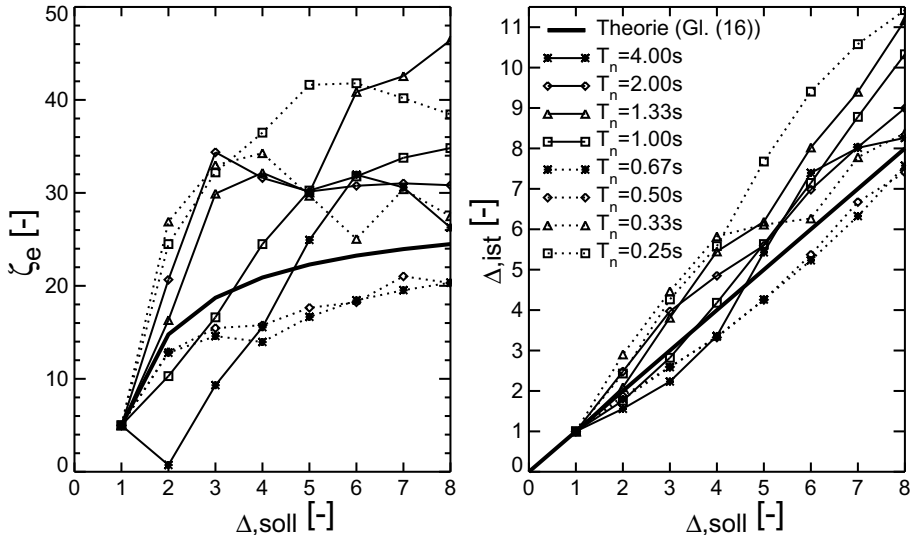
$$\zeta_{eq,\,Clo} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{{}_\Delta - 1}{{}_\Delta} \tag{19}$$



ζ_{eq}- $_{\Delta}$-Beziehung von wichtigen hysteretischen Gesetzen:



Nächstes Bild vergleicht den theoretischen Wert von ζ_e für Takeda-EMS (Gl. (16), r_o=0.05, α=0.5, β=0) mit dem berechneten Wert (für El Centro):



Bemerkungen zum Vergleich des theoretischen Werts mit dem berechneten Wert von ζ_e für ein Takeda-EMS unter dem El Centro Erdbeben:

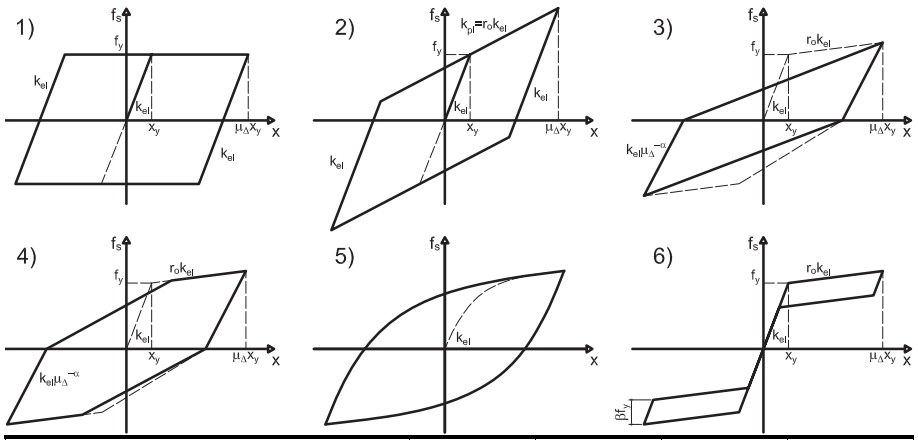
- Der berechnete Wert von ζ_e wurde iterativ bestimmt. Es wurden dabei 8 inelastische EMS mit unterschiedlicher Periode T_n bei 7 Zielduktilitäten ($_{\Delta}$=2 bis 8) untersucht.
- ζ_e ist nicht nur von der Verschiebeduktilität $_{\Delta}$ sondern auch von der Periode T_n des EMS beeinflusst. Diese Abhängigkeit wird von Gleichung (15) bzw. (16) nicht berücksichtigt.
- Der Unterschied zwischen dem theoretischen und dem berechneten Wert von ζ_e ist in manchen Fällen recht gross. Aus diesem Grund treten zwischen $_{\Delta, soll}$ (Zielduktilität) und $_{\Delta, ist}$ (Verschiebeduktilität aus der Zeitverlaufsberechnung am EMS_e mit der Dämpfung ζ_e aus Gleichung (16)) recht grosse Abweichungen auf.
- Diese Abweichungen sind bei grossen Zielduktilitäten typischerweise grösser.
- Ähnliche Beobachtungen wurden bereits im Rahmen der Vorlesung “Erdbebensicherung von Bauwerken I” bei der Berechnung von inelastischen Spektren gemacht.
- Dies zeigt einmal mehr, die Schwierigkeiten, die mit der Vorhersage der Antwort von EMS unter Erdbebeneinwirkung verbunden sind.

• Verbesserung der Schätzung von ζ_e

In den letzten Jahren haben Forschende anhand der statistischen Auswertung von Zeitverlaufsberechnungen versucht, bessere Schätzungen von ζ_e vorzuschlagen (siehe dazu [PCK07]). Diesbezüglich schlägt zum Beispiel [GBP05] Gleichung (20) vor.

$$\zeta_e = \zeta + \zeta_{eq} \quad \text{wobei:} \quad \zeta_{eq} = a\left(1 - \frac{1}{b_{\Delta}}\right)\left(1 + \frac{1}{(T_e + c)^d}\right) \qquad (20)$$

Die Konstanten a bis d betragen dabei:



Modell	a	b	c	d
1) Elasto-Plastisch (EP)	0.224	0.336	-0.002	0.250
2) Bilinear, r_o=0.2 (BI)	0.262	0.655	0.813	4.890
3) Takeda dünn (TDü)	0.215	0.642	0.824	6.444
4) Takeda dick (TDi)	0.305	0.492	0.790	4.463
5) Ramberg-Osgood (RO)	0.289	0.622	0.856	6.460
6) “Flag-Shaped”, β=0.35 (FS)	0.251	0.148	3.015	0.511

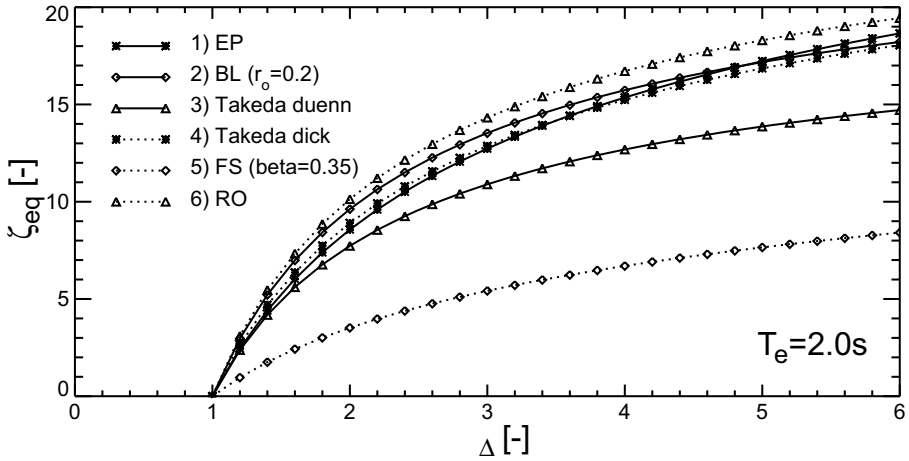
Aus [GBP05]

Die hysteretischen Gesetze 1) bis 6) wurden ausgewählt, weil sie zur Beschreibung typischer Tragwerksarten verwendet werden können:

- **Elasto-Plastisch (EP):** Hysteretisches Gesetz, charakteristisch für Systeme zur seismischen Isolierung von Tragwerken (Gleitsysteme, die auf Reibung basieren).
- **Bilinear, r_o=0.2 (BI):** Hysteretisches Gesetz, das ebenfalls charakteristisch für Systeme zur seismischen Isolierung von Tragwerken ist. Der Wert der Steifigkeit r_o kann bei unterschiedlichen Systemen stark unterschiedlich sein.

- **Takeda dünn (TDü):** Hysteretisches Gesetz, charakteristisch für Stahlbetontragwerke, die durch Wände oder Stützen ausgesteift sind.
- **Takeda dick (TDi):** Hysteretisches Gesetz, charakteristisch für Stahlbetontragwerke, die durch Rahmen ausgesteift sind.
- **Ramberg-Osgood (RO):** Hysteretisches Gesetz, charakteristisch für duktile Stahltragwerke.
- *“***Flag-Shaped”, β=0.35 (FS):** Hysteretisches Gesetz, charakteristisch für Tragwerke mit Vorspannung ohne Verbund.

ζ_{eq}- $_{\Delta}$-Beziehung von wichtigen hysteretischen Gesetzen nach [GBP05]:



Wichtige Bemerkungen:

- Diese Ansätze erlauben, **statistisch betrachtet**, eine bessere Schätzung der Dämpfung ζ_e.
- Bei einzelnen Systemen und einzelnen Erdbebenzeitverläufen können aber weiterhin grosse Abweichungen zwischen der maximalen Antwort des inelastischen EMS und der maximalen Antwort des Ersatz-EMS, berechnet mit einer Schätzung von ζ_e, auftreten!

2.2.6 Elastische Bemessungsspektren mit hoher Dämpfung

Zur Berechnung der maximalen Antwort von elastischen Ersatz-EMS können elastische Bemessungsspektren zur Anwendung kommen.

EMS_e weisen eine höhere Dämpfung gegenüber den üblichen 5% auf. Aus diesem Grund sollen Bemessungsspektren für höhere Dämpfungen berechnet werden.

Diese werden typischerweise aus Bemessungsspektren mit 5% Dämpfung anhand eines Korrekturbeiwerts η hergeleitet:

$$S_{pa}(T_n,\zeta) = \eta \cdot S_{pa}(T_n,\zeta = 5\%) \quad (21)$$

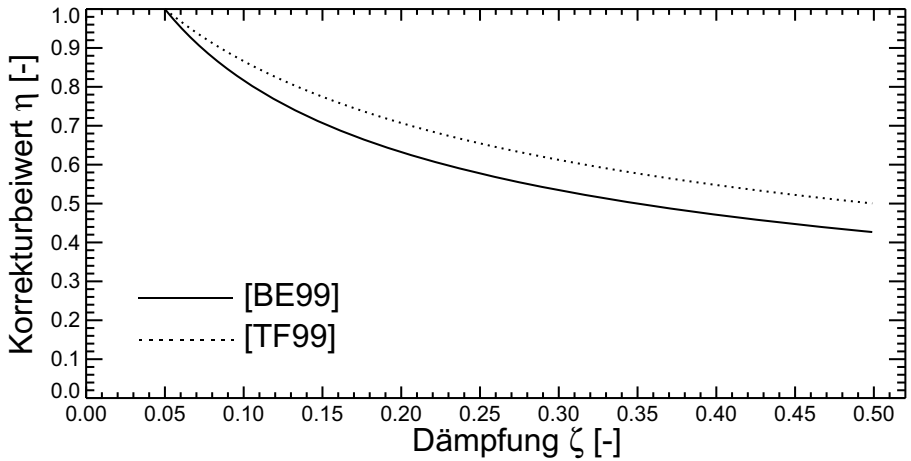
In der Literatur können unterschiedliche Ansätze zur Bestimmung von η gefunden werden. Hier werden zwei davon angegeben:

[TF99]: $$\eta = \sqrt{\frac{1.5}{1 + 10\zeta}} \text{ wobei } 0.05 \le \zeta \le 0.5 \quad (22)$$

[BE99]: $$\eta = \sqrt{\frac{1}{0.5 + 10\zeta}} \text{ wobei } 0.05 \le \zeta \le 0.3 \quad (23)$$

Der Ansatz nach Gleichung (23) entspricht Gleichung (29) aus der Norm SIA 261.

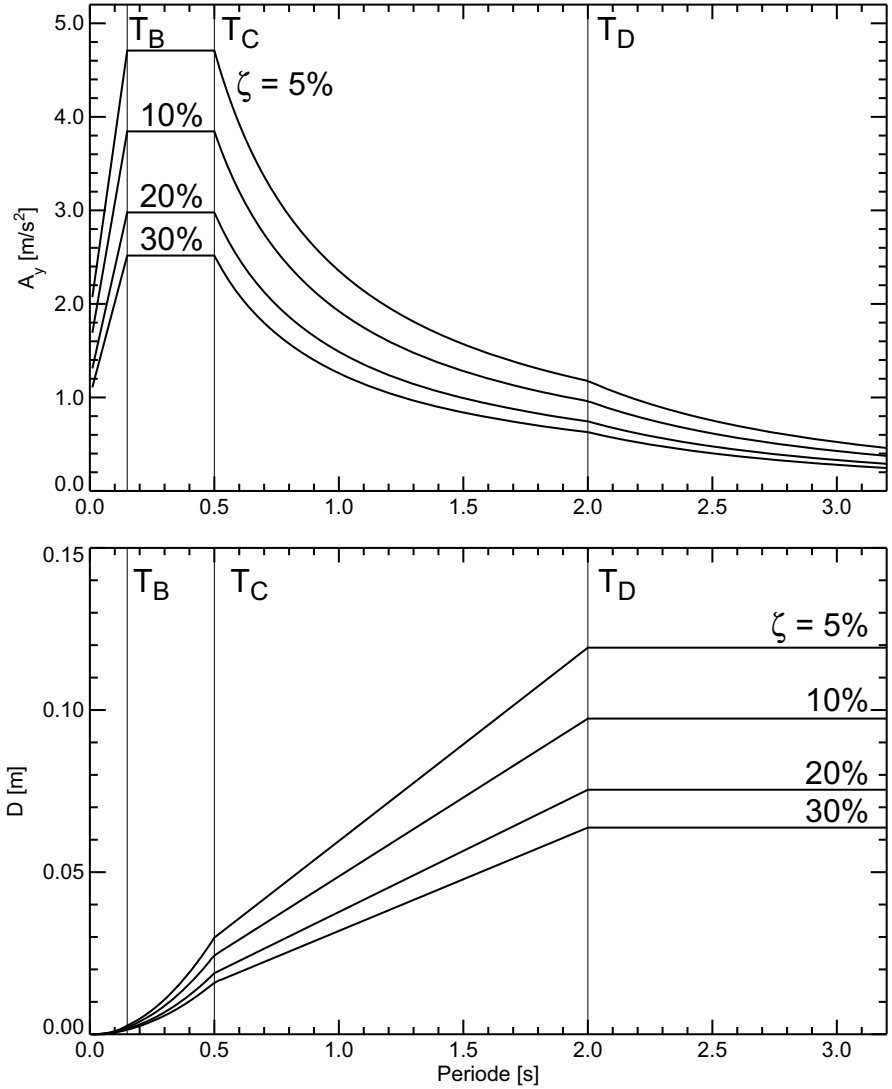
Die Auswertung des Korrekturbeiwerts η für unterschiedliche Dämpfungen ζ ist im nächsten Bild zu finden:



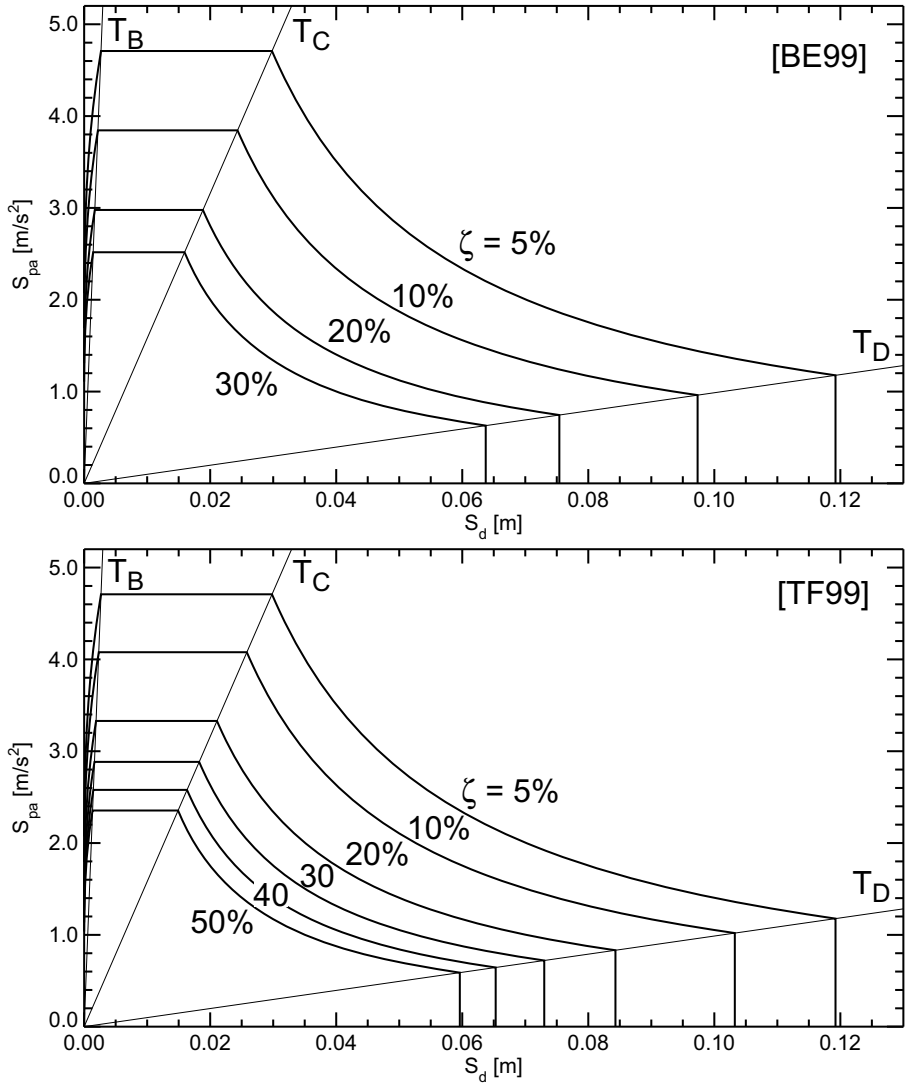
Bemerkungen:

- Eine Diskussion der verschiedenen Ansätze zur Berechnung von Bemessungsspektren mit hoher Dämpfung ist in [PCK07] zu finden.
- Gleichungen (22) und (23) wurden für Bodenbewegungen ohne "near field" Effekte hergeleitet.
- Gleichungen (22) und (23) wurden aus der statistischen Auswertung der Antwortspektren mehreren Zeitverläufen der Bodenbewegung hergeleitet. Aus diesem Grund sollen diese Gleichungen nur im Zusammenhang mit geglätteten Antwort- bzw. Bemessungsspektren verwendet werden.
- Wie bei allen statistischen Auswertungen, stimmen die damit bestimmten Bemessungsspektren nur "im Mittel" mit der Wirklichkeit recht gut überein. Bei einzelnen Erdbebenzeitverläufen und einzelnen Perioden können sich auch hier grosse Abweichungen zwischen der wirklichen spektralen Ordinate und der spektralen Ordinate aus dem geglätteten Spektrum ergeben.

- Elastische Bemessungsspektren nach [BE99]



- Elastische Bemessungsspektren im ADRS-Format



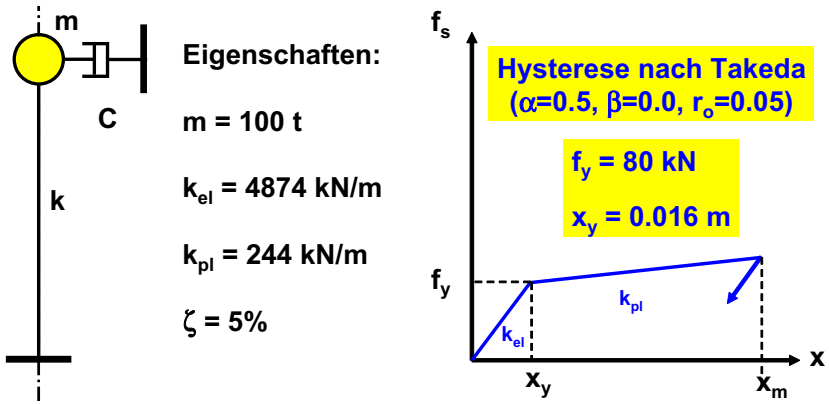
2.2.7 Antwort von inelastischen EMS anhand von äquivalenten elastischen EMS und elastische Bemessungsspektren mit hoher Dämpfung

Die Berechnung der seismischen Antwort von inelastischen Systemen anhand von linearen Ersatzsystemen wurde in den siebziger Jahren durch Sozen und Mitarbeitende untersucht (siehe z.B. [GS74], [SS76] und [SS81]).

Heute bekommt dieser Ansatz neue Aufmerksamkeit durch die Methode des “Direct Displacement-Based Design (DDBD)”, die durch Priestley und Mitarbeitende propagiert wird ([PCK07]).

In diesem Abschnitt wird anhand eines Beispiels die Antwort von inelastischen EMS anhand von äquivalenten elastischen EMS und elastische Bemessungsspektren mit hoher Dämpfung dargestellt.

- Beispiel: EMS mit T_n= 0.9 s



Es werden die Spektren nach [BE99] aus Abschnitt 2.2.6 verwendet.

- Antwort des elastischen EMS

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{100}{4874}} = 0.9\,s$$

$$S_{pa} = 2.62\,m/s^2$$

$$S_d = 0.054\,m$$

- Antwort des inelastischen EMS

  Die maximale Antwort des inelastischen EMS wird anhand der ADRS-Spektren auf Seite 70 berechnet.

  Schritt 1: Die Kapazitätskurve des EMS wird im Spektrum eingezeichnet.

  Schritt 2: Anhand von Gleichungen (14) und (16) wird auf der Kapazitätskurve die nichtlineare Skala aufgetragen, die die vorhandene Dämpfung ζ_e in Funktion der Verformung des EMS darstellt.

  Schritt 3: Es werden mehrere Spektren mit hoher Dämpfung eingezeichnet.

  Schritt 4: Der “Performance Point” befindet sich dort, wo das Spektrum mit Dämpfung ζ_e die Kapazitätskurve bei der gleichen Ordinate ζ_e schneidet.

  In diesem Fall beträgt die gesuchte maximale Antwort des inelastischen EMS:

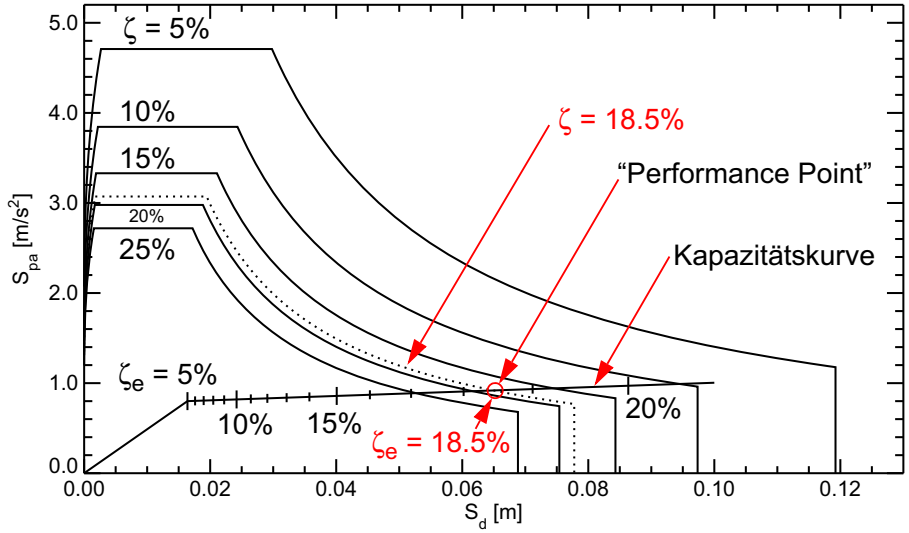
$$S_d = 0.065\,m$$

Bemerkungen zum Beispiel:

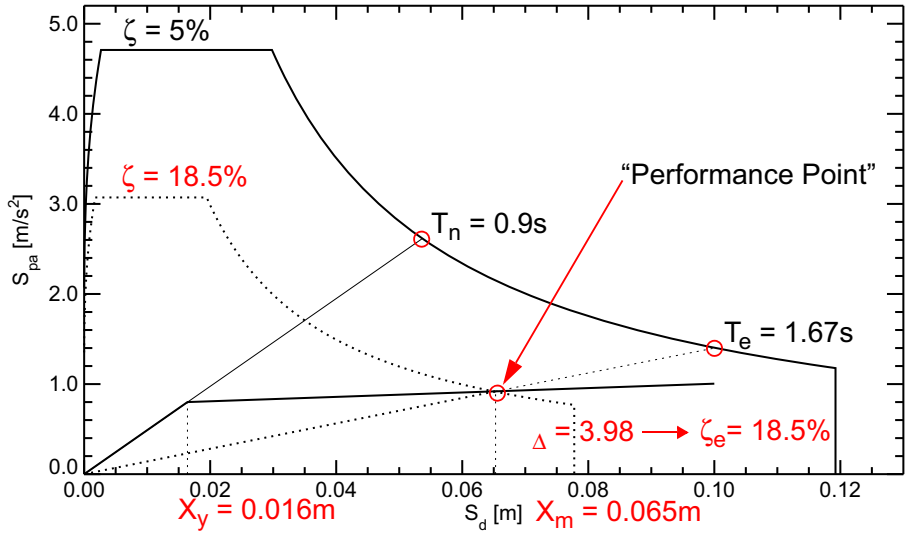
- Zur Bestimmung des genauen “Performance Point” soll typischerweise iteriert werden.
- Der lineare Ersatz-EMS zur Berechnung der maximalen Antwort des inelastischen EMS ist durch die Periode T_e und die Dämpfung ζ_e vollständig definiert. Die Periode T_e ergibt sich aus der Geraden, die den Ursprung der Achsen mit dem “Performance Point” verbindet.

- In den Diagrammen auf Seite 70 wurde die Dämpfung ζ_{eq} anhand von Gleichung (16) bestimmt. In den Diagrammen auf Seite 71 wurde hingegen die Dämpfung ζ_{eq} anhand von Gleichung (20) bestimmt. Der Unterschied im Endresultat ist aber sehr klein.
- Es ist zu bemerken, dass in beiden Fällen die berechnete maximale Antwort des inelastischen EMS das “Prinzip der gleichen Verschiebungen” widerlegt.
- Im Allgemeinen führt die Verwendung von elastischen Ersatz-EMS zur Berechnung der maximalen Antwort von inelastischen EMS zu Resultaten, die das “Prinzip der gleichen Verschiebungen” widerlegen. Dies vor allem bei Strukturen mit langer Periode oder bei grossem Duktilitätsbedarf.
- Ein zweites Beispiel ist auf Seite 71 dargestellt. Es handelt sich dabei um einen EMS mit kürzerer Periode und kleinerem Duktilitätsbedarf im Vergleich zu Beispiel 1. Dort wird das “Prinzip der gleichen Verschiebungen” eher bestätigt.

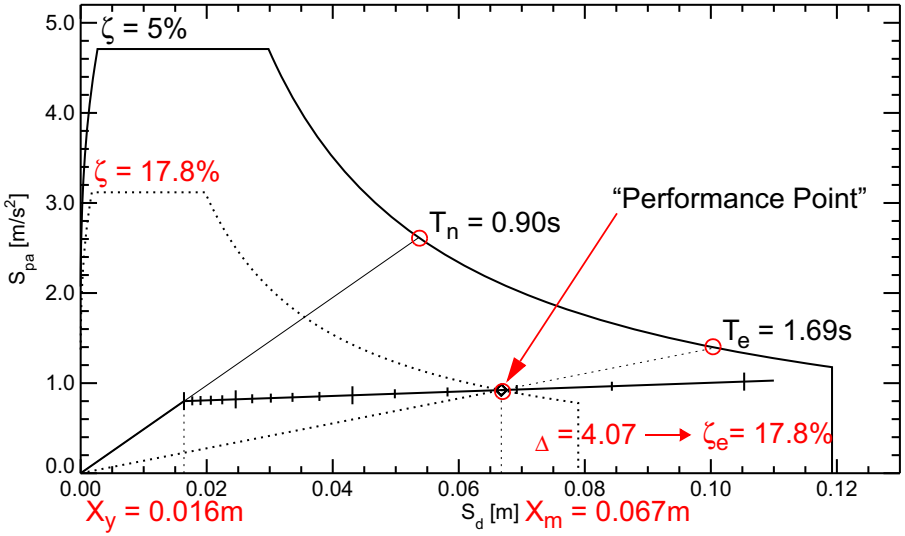
Bestimmung des EMS-Verhaltens mittels elastischen ADRS-Spektren



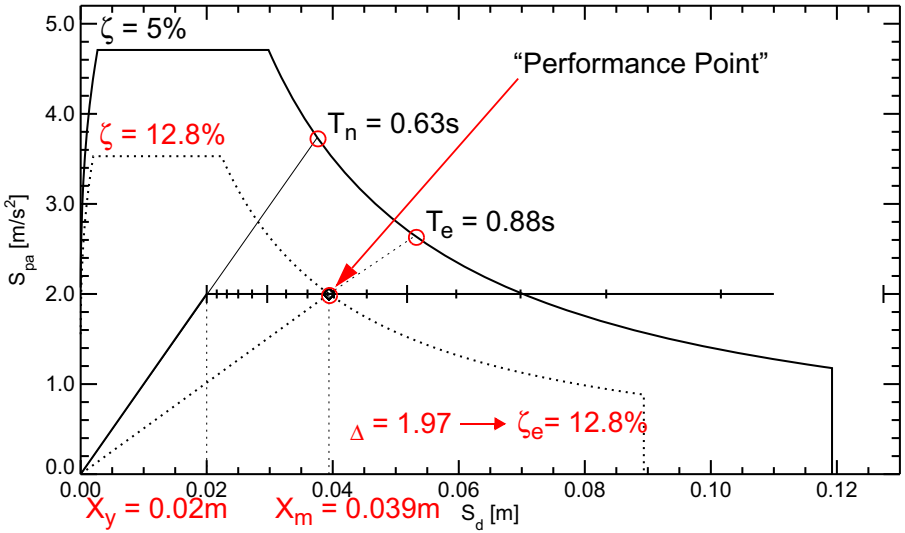
Oder anders dargestellt:



Nachrechnung des Beispiels mit ζ_{eq} aus [GBP05]:



Zweites Beispiel: EMS mit kleinem Verschiebeduktilitätsbedarf:



2.2.8 Modale Pushover Analyse (MPA) als Grundlage für vereinfachte nichtlineare statische Verfahren

Die Pushover Analyse eines Tragwerks besteht grundsätzlich in der Berechnung seiner Pushover Kurve.

Die Pushover Kurve ist die inelastische F-Δ-Beziehung, die die Gesamtquerkraft F am Fuss des Tragwerks in Funktion der horizontalen Verschiebung Δ eines Kontrollpunkts darstellt.

Die Pushover Kurve wird berechnet, indem das Tragwerk durch einen Lastvektor $\mathbf{F}$ statisch belastet wird. Der Vektor $\mathbf{F}$ hat eine gegebene Form und seine Magnitude wird von Null aus schrittweise gesteigert.

Die Pushover Analyse ist Bestandteil vieler vereinfachter nichtlinearer statischer Verfahren. Sie kann als Spezialfall der modalen Pushover Analyse (MPA) betrachtet werden. Die MPA stellt somit eine anschauliche, wenn auch nicht unbedingt rigorose, theoretische Basis für vereinfachte Verfahren dar.

Die nachfolgenden Herleitungen stammen aus Kapitel 19 Teil B von [Cho07].

Modalanalyse von elastischen Systemen

Die DGL eines elastischen Mehrmassenschwingers (MMS) unter Erdbebeneinwirkung ist:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) = -\mathbf{s}\ddot{u}_g(t) \qquad (24)$$

Die Kräfte infolge seismischer Anregung können als externe Kraft $\mathbf{p}(t) = -\mathbf{M1}\ddot{u}_g(t) = -\mathbf{s}\ddot{u}_g(t)$ interpretiert werden und ihre modalen Komponenten sind:

$$\mathbf{p}(t) = \sum_{n=1}^{N} -\mathbf{s}_n\ddot{u}_g(t) = \sum_{n=1}^{N} -\Gamma_n\mathbf{M}\phi_n\ddot{u}_g(t) \tag{25}$$

Wobei

$$\Gamma_n = L_n \; M_n \tag{26}$$

$$L_n = \phi_n^T\mathbf{M1} \tag{27}$$

$$M_n = \phi_n^T\mathbf{M}\phi_n \tag{28}$$

ϕ_n: n-ter Eigenvektor des MMS (29)

Die klassische Modalanalyse von elastischen Systemen besteht aus der Lösung von N-Gleichungen des Typs

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{p}_n = -\mathbf{s}_n\ddot{u}_g(t) \tag{30}$$

und aus der nachfolgenden Summierung der damit bestimmten modalen Verschiebungen

$$\mathbf{u}_n(t) = \phi_n q_n(t) \tag{31}$$

wobei $q_n(t)$ die n-te zeitabhängige modale Koordinate ist. Nach Einfügen von Gleichung (31) in Gleichung (30) und nach Vormultiplikation mit ϕ_n^T bekommt man:

$$M_n\ddot{q}_n + C_n\dot{q}_n + K_nq_n = -\phi_n^T\mathbf{s}_n\ddot{u}_g(t) \tag{32}$$

beziehungsweise:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2q_n = -\Gamma_n\ddot{u}_g(t) \tag{33}$$

was die bekannte DGL der n-ten modalen Koordinate q_n darstellt.

Mit der Einführung einer neuen Koordinate $x_n(t) = q_n(t) \; \Gamma_n$ wird Gleichung (33) zu:

$$\ddot{x}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{x}_n + \omega_n^2x_n = -\ddot{u}_g(t) \tag{34}$$

Die maximale Antwort (Verformungsfigur und Schnittkräfte) des MMS in der n-ten modalen Koordinate ergibt sich aus der statischen Belastung des MMS mit der äquivalenten modalen statischen Ersatzkraft

$$\mathbf{f}_n = \mathbf{s}_n \cdot S_{a,\,n}(T_n) \tag{35}$$

wobei $S_{a,\,n}(T_n)$ die Ordinate des Pseudobeschleunigungsspektrums der Bodenbewegung $\ddot{u}_g(t)$ ist, die der Periode T_n und der Dämpfung ζ_n des n-ten EMS entspricht.

Als Alternative kann die maximale Antwort durch eine Pushover Analyse bestimmt werden. In der Pushover Analyse wird die statische Ersatzkraft mit der Verteilung $\mathbf{M}\phi_n$ von Null weg schrittweise erhöht bis die Verschiebung an einem Kontrollpunkt (KP) des MMS (typischerweise die Kopfverschiebung) den Wert

$$u_{n,\,KP} = \Gamma_n \cdot \phi_{n,\,KP} \cdot S_{d,\,n}(T_n) \tag{36}$$

erreicht. Dabei ist $\phi_{n,\,KP}$ der Wert des Eigenvektors ϕ_n beim Kontrollpunkt und $S_{d,\,n}(T_n)$ ist die Ordinate des Verschiebungsspektrums der Bodenbewegung $\ddot{u}_g(t)$, die der Periode T_n und die Dämpfung ζ_n des n-ten EMS entspricht.

Modalanalyse von inelastischen Systemen

Auch wenn die Modalanalyse für inelastische Systeme nicht gültig ist, kann die dynamische Antwort des inelastischen Systems mit Vorteil anhand der Eigenschwingungen des entsprechenden elastischen Systems (d.h. das inelastische System bei kleinen Schwingungsamplituden) beschrieben werden.

Die DGL des inelastischen Systems (MMS) unter die n-te modalen Komponente $\mathbf{p}_n(t)$ der externen Kraft $\mathbf{p}_n$ ist:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}_s(t) = \mathbf{p}_n(t) = -\mathbf{s}_n\ddot{u}_g(t) \tag{37}$$

wobei $\mathbf{f}_s(t)$ die inelastische Federkraft des Systems ist. Die modale Verschiebung $\mathbf{u}_n(t)$ ergibt sich aus:

$$\mathbf{u}_n(t) = \sum_{r=1}^{N} \phi_r q_r(t) \tag{38}$$

Die Schwingung des inelastischen MMS infolge der modalen Kraft $\mathbf{p}_n(t)$ erfolgt nicht mehr wie im elastischen Fall nur affin zum Eigenvektor ϕ_n, sondern es werden weitere Eigenvektoren ϕ_r benötigt, um die Verformungsfigur $\mathbf{u}_n(t)$ genau zu beschreiben.

[Cho07] zeigt aber, dass in erster Näherung, die Verformungsfigur $\mathbf{u}_n(t)$ nur in Funktion des Eigenvektors ϕ_n dargestellt werden kann, und zwar wie folgt:

$$\mathbf{u}_n(t) \cong \phi_n q_n(t) \tag{39}$$

In Anlehnung an Gleichung (33) kann dann Gleichung (37) wie folgt umgeformt werden:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \frac{\phi_n^T \mathbf{f}_s(t)}{M_n} = -\Gamma_n\ddot{u}_g(t) \tag{40}$$

Mit der Einführung einer neuen Koordinate $x_n(t) = q_n(t)\ \Gamma_n$ wird Gleichung (40) zu:

$$\ddot{x}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{x}_n + \frac{\phi_n^T \mathbf{f}_s(t)}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \tag{41}$$

$x_n(t)$ kann somit als die Antwort des n-ten modalen inelastischen EMS betrachtet werden, der folgende Eigenschaften aufweist:

- Periode T_n und Dämpfung ζ_n der n-ten Eigenschwingung des entsprechenden elastischen Systems.
- Die inelastische $\phi_n^T \mathbf{f}_s\ L_n$-$x_n$ Kraft-Verformungs-Beziehung.

Die maximale Antwort (Verformungsfigur und Schnittkräfte) des inelastischen MMS infolge der n-ten modalen Komponente $\mathbf{p}_n(t)$ der externen Kraft $\mathbf{p}_n$ kann wie im elastischen Fall durch eine Pushover Analyse bestimmt werden.

In der Pushover Analyse wird die statische Ersatzkraft mit der Verteilung $\mathbf{M}\phi_n$ von Null weg schrittweise erhöht bis die Verschiebung an einem Kontrollpunkt (KP) des MMS (typischerweise die Kopfverschiebung) den Wert

$$u_{n,\,KP} = \Gamma_n \cdot \phi_{n,\,KP} \cdot x_m \tag{42}$$

erreicht. Dabei ist $\phi_{n,\,KP}$ der Wert des Eigenvektors ϕ_n beim Kontrollpunkt und x_m die maximale Verschiebung des n-ten modalen inelastischen EMS.

Die Pushover Analyse ergibt die Kraft-Verformungs-Beziehung des inelastischen Systems bei welcher die Querkraft V_{bn} am Fuss des MMS in Funktion der Verschiebung $u_{n,\,KP}$ am Kontrollpunkt dargestellt ist.

Von dieser V_{bn}-$u_{n,\,KP}$-Beziehung kann die $\phi_n^T\mathbf{f}_s$ L_n-x_n-Beziehung hergeleitet werden, die in Gleichung (41) zur Charakterisierung des n-ten modalen inelastischen EMS benötigt wird. Es gilt:

$$x_n = \frac{u_{n,\,KP}}{\Gamma_n \cdot \phi_{n,\,KP}} \tag{43}$$

In jedem Augenblick der Pushover Analyse gilt:

$$\mathbf{f}_s = \alpha \cdot \mathbf{M} \cdot \phi_n \tag{44}$$

und

$$V_{bn} = \mathbf{1}^T \cdot \mathbf{f}_s = \alpha \cdot \mathbf{1}^T \mathrm{M}\phi_n = \alpha \cdot L_n \tag{45}$$

Bei Vormultiplikation von Gleichung (44) mit ϕ_n^T ergibt sich:

$$\phi_n^T\mathbf{f}_s = \alpha \cdot \phi_n^T\mathbf{M}\phi_n = \alpha \cdot M_n \tag{46}$$

und durch Gleichstellung von (45) und (46) ergibt sich:

$$\frac{\phi_n^T\mathbf{f}_s(t)}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n \cdot L_n} = \frac{V_{bn}}{m^*_{n,eff}} \tag{47}$$

Die V_{bn}-$u_{n,\,KP}$ zu $\phi_n^T\mathbf{f}_s$ L_n-x_n Umwandlung ist im nächsten Bild dargestellt:

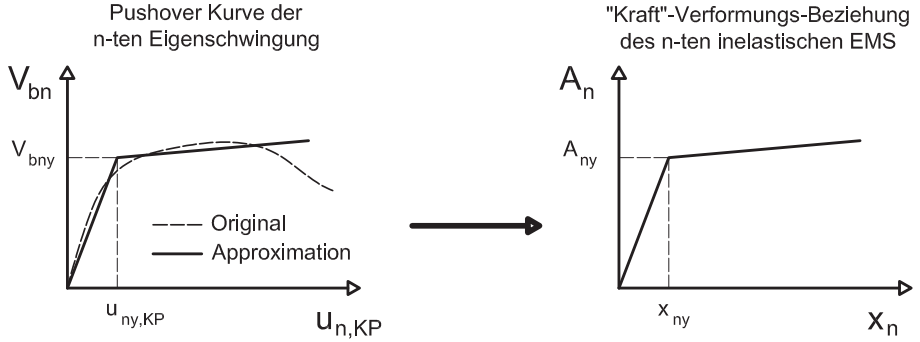


Bild 19.7.2 aus [Cho07]

Die Fliessgrössen x_{ny} und V_{bny} $m^*_{n,eff}$ definieren die Periode T_n des n-ten modalen inelastischen EMS wie folgt:

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{L_n x_{ny}}{F_{sny}}} = 2\pi\sqrt{\frac{x_{ny}}{V_{bny}\ m^*_{n,eff}}} = 2\pi\sqrt{\frac{x_{ny}}{A_{ny}}} \tag{48}$$

MPA: Vorgehen in Schritten nach [Cho07]

Bemerkung: Als Kontrollpunkt für die Pushover Analyse wird hier der Kopf des Tragwerks genommen.

1) Bestimme die Eigenfrequenzen ω_n und die Eigenvektoren ϕ_n für linear-elastische Schwingungen des Tragwerks.
2) Berechne die Pushover Kurve infolge der lateralen Kraftverteilung $\mathbf{s}_n = \mathbf{m}\phi_n$, die zur n-ten Eigenform des Tragwerks gehört. Diese Kurve stellt die Querkraft am Fuss des Tragwerkes V_{bn} in Funktion der Kopfverschiebung u_{rn} dar. Die Schwerelasten g sollen vor den Horizontalkräften angebracht werden.
3) Forme die V_{bn}-u_{rn}-Kurve um in eine A_n-x_n-Kurve für den n-ten modalen inelastischen EMS. Es gilt dabei:

$$A_n = V_{bn} \; m^*_{n,eff} \; , \; x_n = u_{rn} \; (\Gamma_n \cdot \phi_{rn})$$

4) Idealisiere die A_n-x_n-Kurve des n-ten modalen inelastischen EMS. In der Regel wird eine bilineare Approximation gewählt. Dabei spielen die Fliessgrössen A_{ny} und x_{ny} eine wesentliche Rolle.
5) Berechne die maximale Verschiebung x_{nm} des n-ten modalen inelastischen EMS mit Periode T_n, wobei:

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{x_{ny}}{A_{ny}}}$$

6) Berechne die maximale Kopfverschiebung des Tragwerks u_{rnm} infolge der n-ten Eigenschwingung:

$$u_{rnm} = \Gamma_n \cdot \phi_{rn} \cdot x_{nm}$$

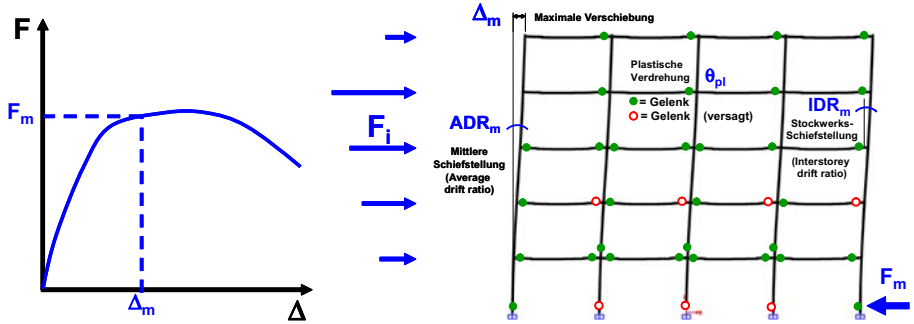
7) Bestimme aus der Pushover Analyse von Schritt 2), bis zu einer Verschiebung u_{rnm} durchgeführt werden soll, die maximale modale Antwortgrössen r_{n+g} die von Interesse sind.
8) Wiederhole Schritte 2) bis 7) für die Anzahl notwendiger Eigenschwingungen
9) Berechne die maximalen modalen Antwortgrössen r_n infolge Horizontalkräfte allein:

$$r_n = r_{n+g} - r_g$$

10) Berechne die maximalen Antwortgrössen r_{tot} infolge Horizontalkräfte allein aus der Kombination (ABSSUM, SRSS oder CQC, siehe “Erdbebensicherung von Bauwerken I” Abschnitt 5.4) der maximalen modalen Antwortgrössen r_n.
11) Berechne die gesamten maximalen Antwortgrössen:

$$r = \max(r_g \pm r_{tot})$$

Allgemeine Bemerkungen zur Pushover Analyse



- Im Rahmen der elastischen Verfahren wird das inelastische Verhalten des Tragwerks anhand von Verhaltensbeiwerten pauschal berücksichtigt, die eine Abminderung der entsprechenden spektralen Ordinate erlauben. Es ist aber dabei meistens unklar wo und in welchem Ausmass das Tragwerk tatsächlich plastifiziert.
- Die Pushover Analyse berücksichtigt hingegen das inelastische Verhalten des Tragwerks explizit und sie erlaubt unter anderem:
  - Die Identifizierung der plastifizierenden Bauteile und die Schätzung deren Verformungsbedarf;
  - Die Identifizierung von kritischen Bereichen;
  - Die Identifizierung von Irregularitäten, sowohl im Grundriss als auch im Aufriss, die das dynamische Verhalten des Tragwerks beeinflussen könnten;
  - Die Schätzung von Stockwerksschiefstellungen und deren Auswirkung auf nichttragende Bauteile;
  - Die Bestimmung der tatsächlichen Überfestigkeit des Tragwerks;
  - Die Schätzung des Widerstandsbedarfs von spröden Bauteilen;
  - Die Beurteilung der Konsequenzen, die mit dem Ausfall eines Bauteils verbunden sind (Umlagerungen);

  - Die Schätzung des tatsächlichen inelastischen Bedarfs von Tragwerken, die anhand eines angenommenen Verhaltensbeiwerts q bemessen wurden.
- **Wie realistisch die somit ermittelten Antwortgrössen sind, hängt stark davon ab, wie gut die lokalen Verformungen am Tragwerk, infolge des Lastvektors F bei der Verschiebung Δ_m, den maximalen lokalen Verformungen infolge seismischer Einwirkung entsprechen.**
- Wenn das System elastisch bleibt und die Antwortgrössen aus der Kombination N modalen Pushover Analysen bestimmt werden; dann entsprechen sie das Resultat eines Antwortspektrenverfahrens.
- Wenn das System **inelastisch** wird und zur Bestimmung dieser Antwortgrössen nur **eine** Pushover Kurve betrachtet wird, dann kann die Abweichung der berechneten Antwortgrössen gegenüber dem tatsächlichen seismischen Bedarf gross werden. Es ist dabei folgendes zu bemerken:
  - Die Resultate sind besser für Strukturen, die affin zur betrachteten Eigenform schwingen und bei welchen die Effekte anderen Eigenformen klein bleiben. D.h., die Resultate sind in der Regel besser für Strukturen mit einer kleinen Anzahl Stockwerke (bis zirka 5) als bei Strukturen mit einer grossen Anzahl Stockwerke.
  - Der gewählte Lastvektor kann die Ausbildung von gewissen Verformungsmustern bevorzugen. Die Wahl des Lastvektors und die damit erzielten Resultate sind deshalb immer kritisch zu prüfen.
  - Die Resultate werden je unsicherer desto stärker das globale inelastische Verhalten des Tragwerks ist.
  - Es gibt Antwortgrössen, die sich anhand von Pushover Analysen typischerweise besser schätzen lassen als andere. In der Regel können maximale globale Verschiebungen wesentlich besser als maximale Schnittkräfte geschätzt werden.
- Siehe [KS98] und [ATC05] für eine ausführlichere Diskussion.

2.2.9 Die “Capacity Spectrum Method”

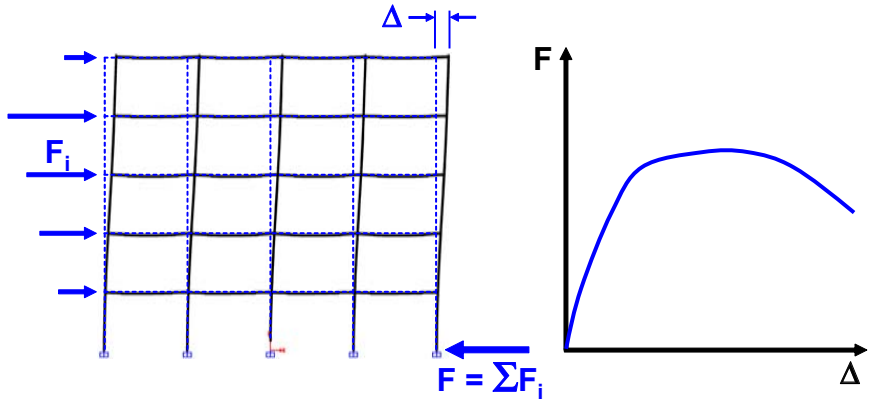
Die “Capacity Spectrum Method” ist ein nichtlinear-statisches Verfahren zur Berechnung der seismischen Antwort von inelastischen Systemen (Tragwerken).

Der gegebene seismische Verformungsbedarf wird dabei mit dem vorhandenen Verformungsvermögen des Bauwerks anhand eines grafischen Verfahrens verglichen.

Vorgehen in Schritten

1) Berechnung der inelastischen Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks (i.d.R. ein Mehrmassenschwinger (MMS)) anhand einer Pushover Analyse.
2) Umformung der Kraft-Verformungs-Beziehung des MMS in der Kraft-Verformungs-Beziehung eines äquivalenten Einmassenschwingers (EMS).
3) Idealisierung der Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten EMS.
4) Umformung der idealisierten Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten EMS in einer idealisierten Kapazitätskurve des äquivalenten EMS.
5) Bestimmung der maximalen seismischen Antwort des äquivalenten EMS anhand entweder hochgedämpfter oder inelastischer Spektren.
6) Bestimmung der maximalen Antwortgrössen am MMS infolge seismischer Einwirkung.

Schritt 1: Berechnung der inelastischen Kraft-Verformungs-Beziehung des Tragwerks anhand einer Pushover Analyse



Die Pushover Kurve ist die inelastische F-Δ-Beziehung, die die Gesamtquerkraft F am Fuss des Tragwerks (MMS) in Funktion der horizontalen Verschiebung Δ eines Kontrollpunkts darstellt. Der Kontrollpunkt liegt in der Regel am Kopf des MMS (Dach des Tragwerks).

Die Pushover Kurve wir im Rahmen einer Pushover Analyse berechnet, indem der MMS durch einen Lastvektor $\mathbf{F}$ statisch belastet wird. Der Vektor $\mathbf{F}$ hat eine gegebene Form $\mathbf{M\Phi}$ und seine Magnitude wird von Null aus, schrittweise gesteigert:

$$\mathbf{F} = \alpha \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi \tag{49}$$

Wobei:

α: Skalierungsfaktor zur schrittweisen Steigerung der Kraft F

$\mathbf{M}$: Massenmatrix

Φ: Vektor mit der Verteilung der horizontalen Beschleunigung

Die vollständigen Schwerelasten sollen vor dem Anbringen der Horizontalkräfte angebracht werden!

In der Literatur sind viele Vorschläge für die Annahme des Vektors Φ zu finden:

1) "Konzentrierte Kraft":
   Der Vektor Φ führt zur Annahme einer konzentrierten Kraft, die man typischerweise am Kopf des MMS angreifen lässt.
2) Gleichmässige Verteilung:
   Die Beschleunigung entlang des MMS ist konstant: $\Phi = \mathbf{1}$.
3) Dreieckförmige Verteilung:
   Die Beschleunigung entlang des MMS wächst linear von Null am Fusspunkt bis zu einem Maximum am Kopf an.
4) Norm Verteilung:
   Die Beschleunigung entlang des MMS liefert einen Lastvektor proportional zur Verteilung der statischen Ersatzkräfte beim linear statischen Verfahren gemäss der betrachteten Norm (i.d.r. das EKV).
5) Grundschwingform Verteilung:
   Die Beschleunigung entlang des MMS ist proportional zur Form des ersten Eigenvektors des **elastischen** MMS.
6) Adaptive Verteilung:
   Die Beschleunigung entlang des MMS ist proportional zur Form des ersten Eigenvektors des "**inelastischen**" MMS. Diese Verteilung berücksichtigt, dass sich die Eigenschaften des Tragwerks während dem Pushover Analyse ändern. Nach jedem Lastinkrement wird der erste Eigenvektor unter Verwendung der Tangentensteifigkeitsmatrix des MMS neu berechnet. Somit ändert sich Φ ständig während der Pushover Analyse.
7) SRSS Verteilung:
   Die Beschleunigung entlang des MMS ist proportional zur Form der Square-Root-of-the-Sum-of-the-Squares (SRSS) Kombination von n Eigenvektoren des **elastischen** MMS. Es werden in der Regel so viele Eigenvektoren berücksichtigt, dass die Summe der entsprechenden effektiven modalen Massen mindestens 90% der Gesamtmasse entspricht.

Bemerkungen zur Wahl des Vektors Φ:

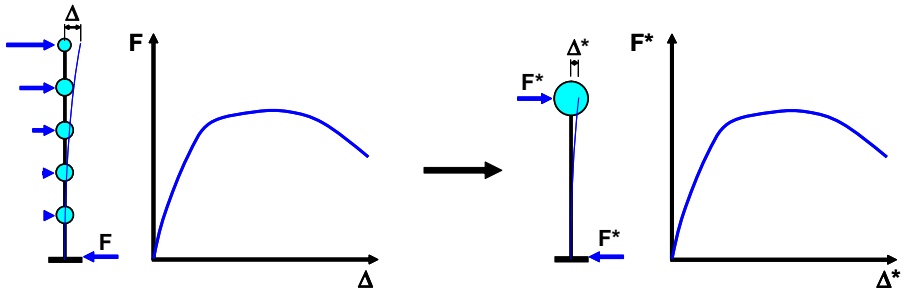
- Wenn die Pushover Analyse als eine modale Pushover Analyse (siehe Abschnitt 2.2.8) betrachtet wird, bei welcher nur die erste Eigenschwingung mitberücksichtigt wird, dann bietet die Grundschwingform Verteilung (5) die konsistentere theoretische Annahme.
- In Anbetracht des approximativen Charakters des Verfahrens, schreiben viele Normen und Richtlinien vor, unterschiedliche Lastverteilungen zu berücksichtigen. Dies um ein Gefühl der Sensitivität der Resultate bezüglich lateraler Kraftverteilung zu bekommen.
- Diesbezüglich wird oft empfohlen

  a) die Grundschwingform Verteilung (5) und

  b) die Gleichmässige Verteilung (2)

  anzuwenden. Die Erste wegen seiner fundierteren theoretischen Grundlage und die Zweite, weil sie in den meisten Fällen die extremsten Resultate liefert.
- EC8 [CEN03] schreibt in ihrem Abschnitt 4.3.3.4.2.2 vor, mindestens 2 vertikalen Verteilungen der Horizontalkräfte anzunehmen, und zwar: Die Gleichmässige Verteilung (2) und die Norm Verteilung (4). In [CEN03] kann die Norm Verteilung entweder einer Dreieckförmige Verteilung (3) oder einer Grundschwingform Verteilung (5) entsprechen.
- Die Adaptive (6) und die SRSS (7) Lastverteilungen sind eher komplizierter anzuwenden und eine höhere Genauigkeit der Resultate ist nicht unbedingt sichergestellt [ATC05].
- Eine Pushover Analyse mit adaptiver Lastverteilung (6) kann praktisch nur dann durchgeführt werden, wenn ein entsprechendes, dafür konzipiertes Computerprogramm vorliegt. Seismostruct [Sei07] kann adaptive Pushover Analysen durchführen.

Schritt 2: Umformung der Kraft-Verformungs-Beziehung des MMS in der Kraft-Verformungs-Beziehung eines äquivalenten EMS



Zur Umformung der F-Δ-Beziehung des MMS in der F^*-Δ^*-Beziehung eines äquivalenten EMS soll ein Verformungsvektor ψ angenommen werden.

Wenn die Koordinate des Verformungsvektors ψ beim Kontrollpunkt auf 1 normiert ist, dann erfolgt die Umwandlung anhand von Gleichungen (50) und (51):

$$F^* = \frac{F}{\Gamma_n} \tag{50}$$

$$\Delta^* = \frac{\Delta}{\Gamma_n} \tag{51}$$

Wobei

$$\Gamma_n = \frac{M_n}{L_n} \tag{52}$$

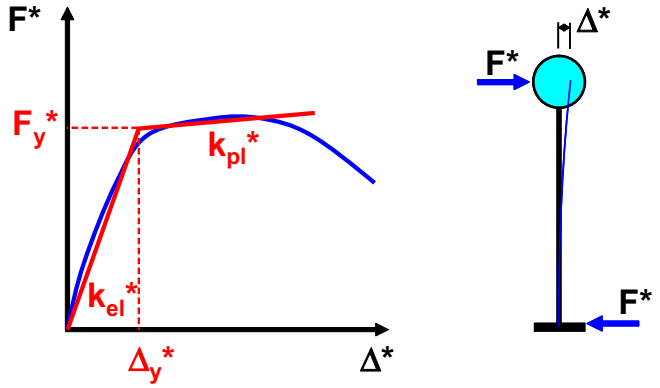
$$M_n = \psi^T \mathbf{M} \psi \tag{53}$$

$$L_n = \psi^T \mathbf{M} \mathbf{1} \tag{54}$$

Bemerkungen zur Umformung des MMS:

- In der Regel wird der Verformungsvektor ψ gleich dem ersten Eigenvektor ϕ_1 des elastischen MMS angenommen.
- Wenn die “Capacity Spectrum Method” als eine modale Pushover Analyse (siehe Abschnitt 2.2.8) betrachtet wird, bei welcher nur die erste Eigenschwingung mitberücksichtigt wird, dann bietet die Wahl $\psi = \phi_1$ die konsistentere theoretische Annahme.
- Bei Verfahren wo die maximale Antwort des Systems anhand eines äquivalenten EMS mit sekanter Steifigkeit K_{eff} (Siehe Abschnitt 2.2.5) geschätzt wird, wird oft der Verformungsvektor ψ affin zur Verformungsfigur des plastischen Machanismus beim erreichen der Fliessverschiebung angenommen.
  Das “Direct Displacement Based Design (DDBD)” ist ein solches Verfahren. Siehe [PCK07] für weitere Deteils.
- Die Grösse L_n entspricht der Masse dieses äquivalenten EMS. Sie soll für jegliche Berechnungen anhand dieses EMS verwendet werden.

Schritt 3: Idealisierung der Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten EMS



Die F^*-Δ^*-Beziehung des äquivalenten EMS soll am Besten bilinear approximiert werden. Dabei sollen vor allem die Fliessgrössen F_y^* und Δ_y^* bestimmt werden.

Bei Verfahren wo die maximale Antwort des Systems anhand eines inelastischen EMS (Siehe Abschnitte 2.2.2 bis 2.2.4) geschätzt wird, bestimmen die Fliessgrössen F_y^* und Δ_y^* die Periode T^* des EMS. T^* spielt eine entscheidende Rolle bei der Bestimmung der maximalen Antwort des EMS.

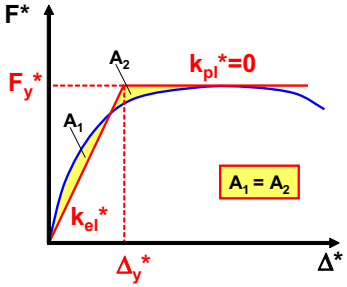
Die Periode T^* des äquivalenten EMS ergibt sich aus:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{L_n \cdot \Delta_y^*}{F_y^*}} \qquad (55)$$

Wenn $\psi = \phi_1$, entspricht T^* der Periode T_n der ersten Eigenschwingung des elastischen MMS.

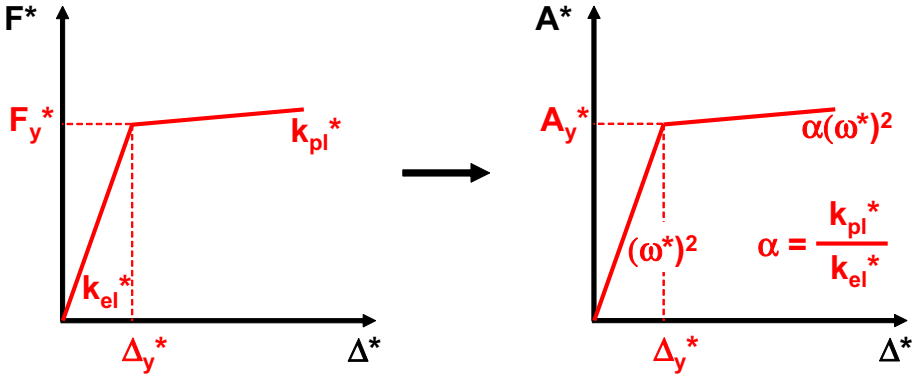
Bemerkungen zur Idealisierung der Kraft-Verformungs-Beziehung

- **Die Idealisierung der Kraft-Verformungs-Beziehung ist keine genaue Wissenschaft und dabei ist "engineering judgement" unerlässlich.**
- Gleichung (55) zeigt, dass die Periode T^* direkt von der Steifigkeit $k_{el}^* = F_y^* / \Delta_y^*$ abhängig ist. Aus diesem Grund empfiehlt es sich im Zweifelsfall, die Auswirkung von unterschiedlichen Annahmen bezüglich k_{el}^* auf die Antwort des EMS zu untersuchen.
- In der Literatur sind auch unterschiedliche Empfehlungen zur Idealisierung der Kraft-Verformungs-Beziehung vorhanden.
- Beispiel 1: [ATC97] definiert k_{el}^* als die Sekantensteifigkeit der F^*-Δ^*-Beziehung berechnet bei einer Kraft F^*, die 60% der maximalen Kraft F^* entspricht.
- Beispiel 2: In [PPC04] wird die Idealisierung der Kraft-Verformungs-Beziehung anhand folgender Konstruktion vorgenommen:



  - $F_y^* = \max(F^*)$
  - $k_{pl}^* = 0$
  - k_{el}^* wird iterativ bestimmt, indem die Flächen unterhalb der bilinearen Approximation und unterhalb der tatsächlichen F^*-Δ^*-Beziehung gleich gemacht werden.
  - Δ_y^* ergibt sich aus dem Schnittpunkt der Kurven mit k_{el}^* und k_{pl}^*.
- Bei einfachen Biegesystemen können die Fliessgrössen F_y^* und Δ_y^* anhand des gleichen Verfahrens bestimmt werden, das normalerweise im Rahmen der "Plastic Hinge Method" verwendet wird (Siehe "Erdbebensicherung von Bauwerken I" Abschnitt 7.1).
- Die Steifigkeit k_{pl}^* (**solange sie positiv ist**) spielt bei der Bestimmung der maximalen Antwort anhand von Spektren eine eher untergeordnete Rolle. Ihre Bestimmung wird deshalb hier nicht weiter diskutiert.

Schritt 4: Umformung der idealisierten Kraft-Verformungs-Beziehung des äquivalenten EMS in einer idealisierten Kapazitätskurve des äquivalenten EMS



Die Umformung der idealisierten F^*-Δ^*-Beziehung des äquivalenten EMS in einer idealisierten Kapazitätskurve (A^*-Δ^*-Beziehung) des äquivalenten EMS erfolgt anhand von Gleichung (56).

$$A^* = \frac{F^*}{L_n} \tag{56}$$

Bemerkungen zur Bestimmung der Kapazitätskurve des äquivalenten EMS:

- Die Kapazitätskurve (A^*-Δ^*-Beziehung) des äquivalenten EMS kann auch direkt aus der Pushover Kurve (F-Δ-Beziehung) des MMS hergeleitet werden. Es gelten dabei folgende Beziehungen:

$$A^* = \frac{F}{m^*_{n,\,eff}} \tag{57}$$

$$\Delta^* = \frac{\Delta}{\Gamma_n} \tag{58}$$

wobei

$$m^*_{n,\,eff} = \Gamma_n \cdot L_n \tag{59}$$

Wenn $\psi = \phi_1$, entspricht $m^*_{n,\,eff}$ der effektive modalen Massen der ersten Eigenschwingung des elastischen MMS.

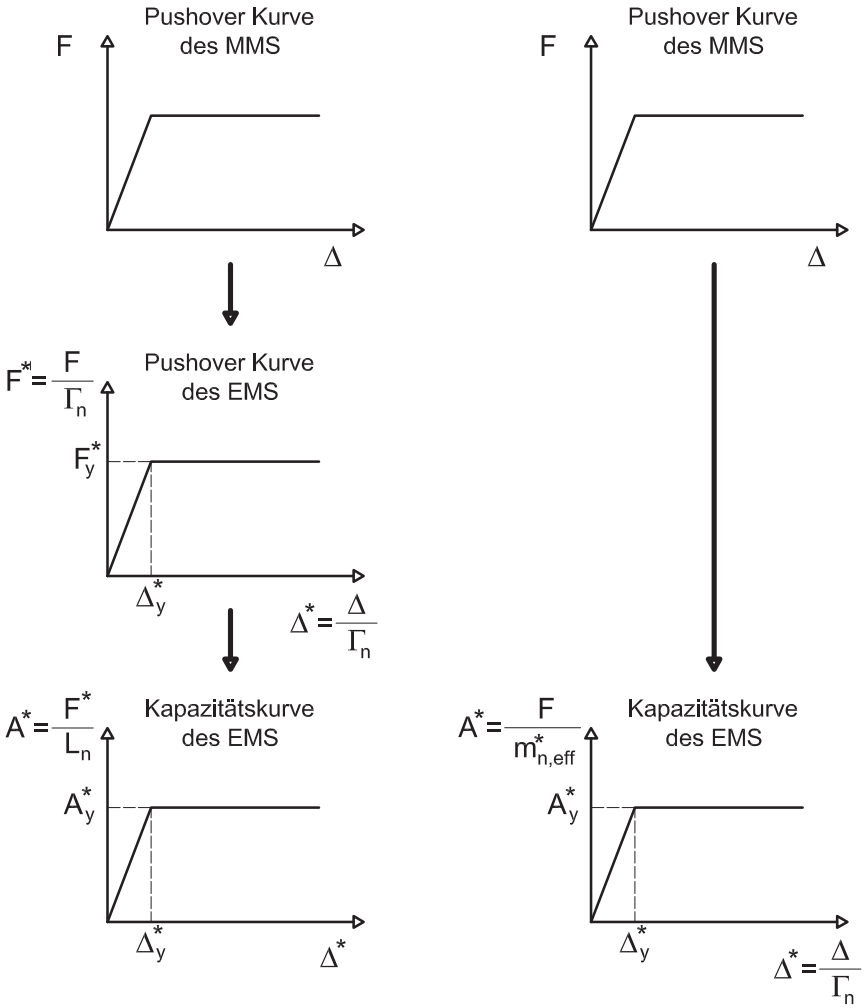
Aus der bilinearen Approximation der A^*-Δ^*-Beziehung ergibt sich die Periode des äquivalenten EMS:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_y^*}{A_y^*}} \tag{60}$$

Wenn $\psi = \phi_1$, entspricht T^* der Periode T_n der ersten Eigenschwingung des elastischen MMS.

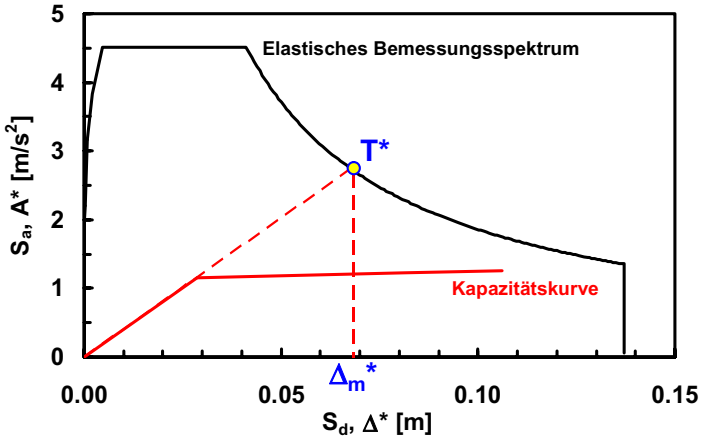
- Diese alternative, direkte Bestimmung der Kapazitätskurve des äquivalenten EMS ist im Diagramm auf Seite 93 dargestellt.
- Zur bilinearen Idealisierung der Kapazitätskurve gelten grundsätzlich die gleichen Überlegungen wie im Schritt 3 auf Seite 90.

Alternative zur Umwandlung der Pushover-Kurve des MMS in der Kapazitätskurve des äquivalenten EMS:



Wobei $m_{n,\,eff}^* = \Gamma_n \cdot L_n$. Wenn $\psi = \phi_1$, dann entspricht $m_{n,\,eff}^*$ der effektiven modalen Masse des MMS.

Schritt 5: Bestimmung der maximalen seismischen Antwort des äquivalenten EMS anhand entweder hochgedämpfter oder inelastischer Spektren



Die maximale seismische Antwort Δ_m^* des äquivalenten EMS charakterisiert durch die soeben berechnete Kapazitätskurve (A^*-Δ^*-Beziehung) kann entweder

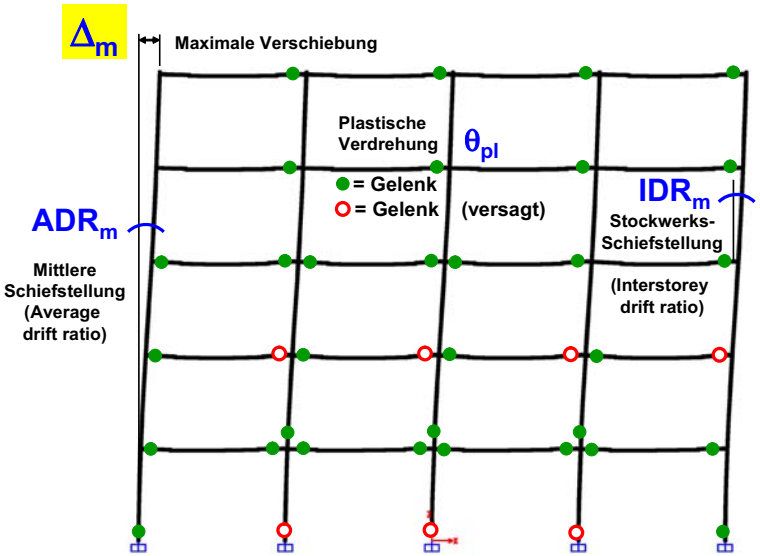
- anhand elastischer Spektren mit hoher Dämpfung gemäss Abschnitte 2.2.5 bis 2.2.7 bestimmt werden. Dies entspricht der ursprünglichen Formulierung der “Capacity Spectrum Method”, vorgeschlagen bei Freeman bereits in 1975 und in [Fre98] beschrieben.

oder

- anhand inelastischer Spektren gemäss Abschnitte 2.2.2 bis 2.2.4 bestimmt werden. Dies entspricht der alternativen Formulierung der “Capacity Spectrum Method”, vorgeschlagen bei Fajfar und in [Faj99] beschrieben.

bestimmt werden.

Schritt 6: Bestimmung der maximalen Antwortgrössen am MMS infolge seismischer Einwirkung.



Die maximalen Antwortgrössen am MMS infolge seismischer Einwirkung können jetzt aus der verformten Lage des MMS bei einer horizontalen Verschiebung des Kontrollpunkts gleich

$$\Delta_m = \Gamma_n \Delta_m^* \qquad (61)$$

bestimmt werden.

Mögliche maximale Antwortgrössen sind zum Beispiel:

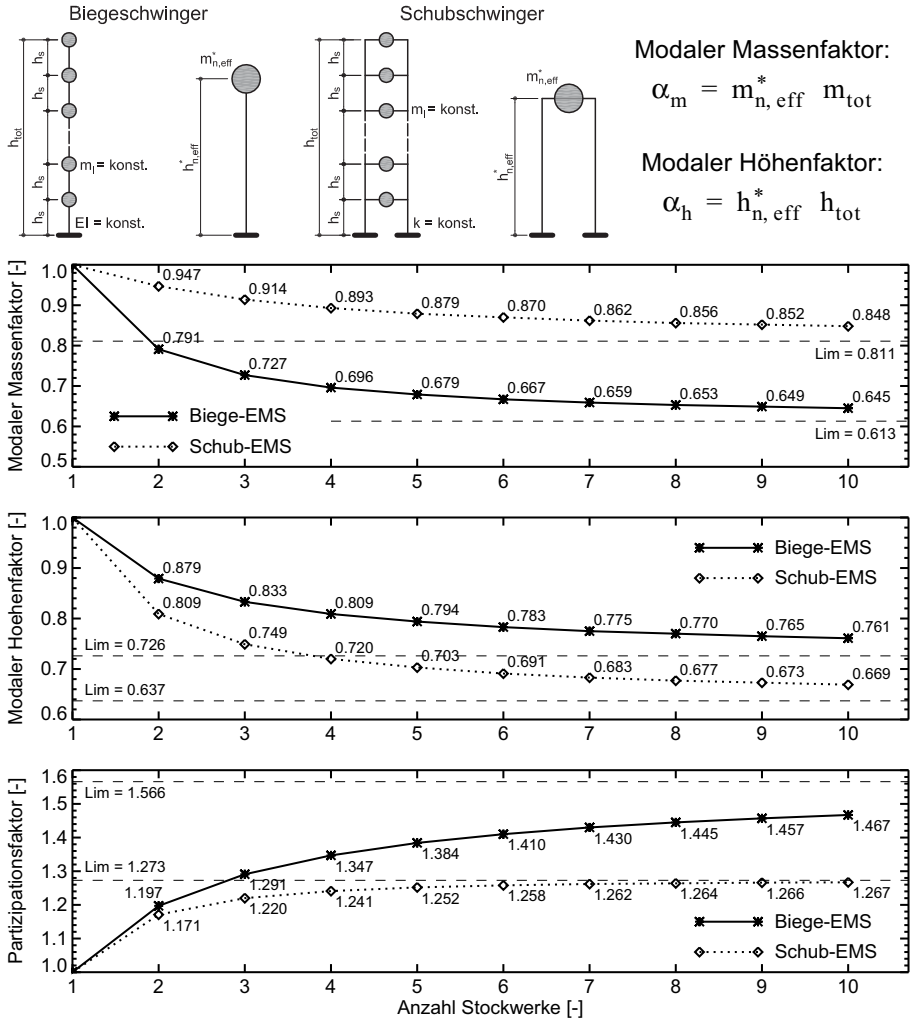
- Die maximale globale Verschiebung Δ_m
- Verschiedene Stockwerksschiefstellungen
- Verdrehungen von plastischen Gelenken
- ...

Bemerkungen zur "Capacity Spectrum Method"

- Im Rahmen der "Capacity Spectrum Method (CSM)" ergeben sich Ungenauigkeiten hauptsächlich bei zwei Tätigkeiten, und zwar: (1) bei der Bestimmung der Antwort des äquivalenten EMS (sog. EMS-Effekte) und (2) bei der Bestimmung der Antwortgrössen am MMS aus der Antwort des äquivalenten EMS (sog. MMS-Effekte).
- Typische EMS-Effekte:
  - Übliche Unsicherheiten, die mit der Verwendung von geglätteten Spektren verbunden sind. Diese Unsicherheiten sind bei EMS mit kleiner Periode grösser.
  - EMS mit negativer plastischer Steifigkeit (k_{pl}<0) führen i.d.R. zu einer deutlichen Überschätzung der globalen Antwort des MMS.
  - EMS mit starker Entfestigung können zu einer deutlichen Überschätzung der globalen Antwort des MMS führen.
- Typische MMS-Effekte:
  - Die CSM kann die Antwort von Tragwerken mit wenigen Stockwerken besser schätzen als die Antwort von Tragwerken mit vielen Stockwerken. Dies weil bei Letzteren der Einfluss der höheren Eigenschwingungen grösser ist.
  - Höhere Eigenschwingungen haben einen Einfluss vor allem auf Stockwerksschiefstellungen und Schnittkräfte (Querkräfte und Biegemomente) und weniger auf globale Verschiebungen.
  - Höhere Eigenschwingungen haben einen grösseren Einfluss, wenn ihre Perioden im Bereich konstanter Pseudogeschwindigkeit des Spektrums liegen.
  - Dynamische Kräfte, die mit höheren Eigenschwingungen verbunden sind, können plastische Mechanismen hervorrufen, die bei der gewählten statischen Lastverteilung nicht vorkommen können.
- Sowohl EMS- als auch MMS-Effekte werden bei steigenden inelastischen Verformungen grösser.

2.2.10 Modale Grössen für regelmässige MMS

Die modale Grössen für regelmässige Biege- bzw. Schub-MMS sind in den nachfolgenden Tabellen angegeben.



- Elemente des ersten Eigenvektors eines regelmässigen **Biege**-EMS

ϕ_1	EMS	2-MS	3-MS	4-MS	5-MS	6-MS	7-MS	8-MS	9-MS	10-MS
$\phi_{10,1}$										1
$\phi_{9,1}$									1	0.8601
$\phi_{8,1}$								1	0.8443	0.7213
$\phi_{7,1}$							1	0.8246	0.6903	0.5856
$\phi_{6,1}$						1	0.7991	0.6518	0.5409	0.4555
$\phi_{5,1}$					1	0.7652	0.6027	0.4861	0.3998	0.3343
$\phi_{4,1}$				1	0.7177	0.5383	0.4177	0.3332	0.2717	0.2257
$\phi_{3,1}$			1	0.6470	0.4508	0.3314	0.2535	0.2001	0.1619	0.1336
$\phi_{2,1}$		1	0.5316	0.3281	0.2222	0.1603	0.1211	0.0946	0.0760	0.0624
$\phi_{1,1}$	1	0.3205	0.1564	0.0925	0.0611	0.0434	0.0324	0.0251	0.0200	0.0163
$\sum\phi_{j,1}$	1	1.3025	1.6880	2.0676	2.4518	2.8386	3.2265	3.6155	4.0049	4.3948

- Elemente des ersten Eigenvektors eines regelmässigen **Schub**-EMS

ϕ_1	EMS	2-MS	3-MS	4-MS	5-MS	6-MS	7-MS	8-MS	9-MS	10-MS
$\phi_{10,1}$										1
$\phi_{9,1}$									1	0.9777
$\phi_{8,1}$								1	0.9727	0.9335
$\phi_{7,1}$							1	0.9659	0.9189	0.8685
$\phi_{6,1}$						1	0.9563	0.8990	0.8400	0.7840
$\phi_{5,1}$					1	0.9419	0.8708	0.8014	0.7382	0.6821
$\phi_{4,1}$				1	0.9190	0.8290	0.7472	0.6766	0.6163	0.5649
$\phi_{3,1}$			1	0.8794	0.7635	0.6680	0.5910	0.5287	0.4776	0.4351
$\phi_{2,1}$		1	0.8019	0.6527	0.5462	0.4681	0.4090	0.3628	0.3258	0.2956
$\phi_{1,1}$	1	0.6180	0.4450	0.3473	0.2846	0.2411	0.2091	0.1845	0.1652	0.1495
$\sum\phi_{j,1}$	1	1.6180	2.2469	2.8794	3.5133	4.1481	4.7834	5.4189	6.0547	6.6909

2.3 Inelastische Modellierung von Tragwerken

2.3.1 Einführung

Die Berechnung von inelastischen Pushover Kurven oder die Durchführung von inelastischen Zeitverlaufsberechnungen erfordern eine inelastische Modellierung des Tragwerks.

In der Regel erfolgt diese Modellierung anhand von entsprechenden Computerprogrammen. Die inelastische Modellierung von Tragwerken erfordert aber eine wesentlich höhere Expertise im Vergleich zur elastischen Modellierung der gleichen Tragwerken.

Aus diesem Grund werden in diesem Abschnitt wichtige ausgewählte Themen zu dieser Problematik diskutiert.

Diese sind:

- Die Berücksichtigung der Nichtlinearitäten der Materialien:
  - Materialgesetze für nichtlineare Berechnungen
  - Elemente mit verteilter Plastizität
  - Elemente mit konzentrierter Plastizität
- Die Lösungsalgorithmen
  - Gleichgewichtsbedingung für statische Berechnungen
  - Das Newton-Raphson Verfahren
  - Gleichgewichtsbedingung für dynamische Berechnungen
- Die Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearitäten
  - Initiale Spannungen (2. Ordnung)
  - Grosse Element-Verschiebungen und -Rotationen
- Modellierung der Dämpfung bei nichtlinearen Zeitverlaufsberechungen.

2.3.2 Materialgesetze für nichtlineare Berechnungen

Monotone oder zyklische Materialgesetze spielen eine wichtige Rolle bei der nichtlinearen Modellierung von Tragwerken. Sie werden nämlich bei folgenden Tätigkeiten verwendet:

- Die Berechnung der Steifigkeit und des Widerstands von Elementen mit verteilter Plastizität (Faserelemente);
- Die Berechnung der Steifigkeit und des Widerstands von plastischen Gelenken die Faserquerschnitte aufweisen (Elemente mit konzentrierter Plastizität);
- Die Kalibrierung der Steifigkeit und des Widerstands von plastischen Gelenken die auf “Rules-Based” hysteretischen Gesetzen basieren (z.B. Takeda).

Aus diesem Grund werden in diesem Abschnitt je ein Materialgesetz für Bewehrungsstahl und Beton präsentiert.

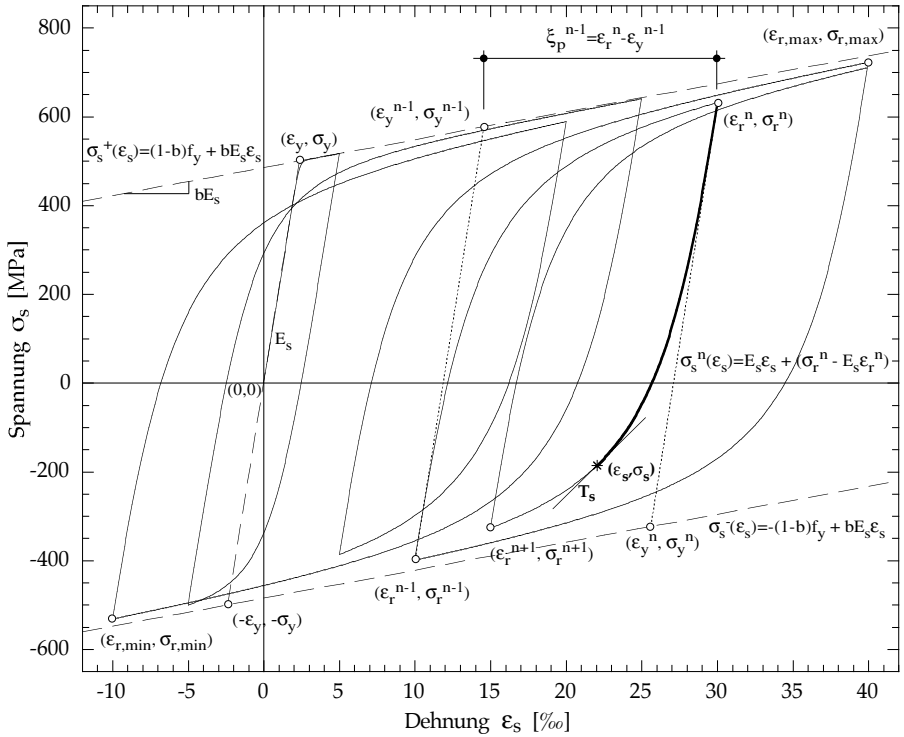
Bewehrungsstahl

In der Literatur sind unterschiedliche Materialgesetze für den Bewehrungsstahl zu finden. Hier wird aber nur das Materialgesetz nach Menegotto-Pinto beschrieben. Es wurde erstmals in [MP73] präsentiert und dann in [Cia+82] in einfachster Art und Weise für eine beliebige Dehnungs-Geschichte generalisiert.

Das Gesetz besteht aus der expliziten Spannungs-Dehnungs-Beziehung zwischen zwei Umkehrpunkten $(\varepsilon_r^n,\sigma_r^n)$ und $(\varepsilon_r^{n+1},\sigma_r^{n+1})$ gemäss Gleichung (1). Ein Beispiel dafür ist die dick-gezeichnete Linie im Bild auf Seite 101.

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = \left(b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}} \right) \cdot (\sigma_y^n - \sigma_r^n) + \sigma_r^n \qquad (1)$$

Wobei



Hysteretische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Bewehrungsstahl nach [MP73]

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r^n}{\varepsilon_y^n - \varepsilon_r^n} \tag{2}$$

$$R = R_o - \frac{a_1 \cdot \xi^*_{p,max}}{a_2 + \xi^*_{p,max}} \qquad \text{mit} \qquad \xi^*_{p,max} = \max\left\{\left|\frac{\xi_p^n}{\varepsilon_y^o}\right|\right\} \tag{3}$$

Durch Ableiten von (1) nach der Dehnung ε_s erhält man das Tangentenmodul:

$$T_s(\varepsilon_s) = \frac{d\sigma_s}{d\varepsilon_s} = \left(b + \frac{(1-b)}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}} - \frac{(1-b)\cdot\varepsilon^{*R}}{(1+\varepsilon^{*R})^{(R+1)/R}} \right) \cdot E_s \tag{4}$$

Der Parameter R ermöglicht eine einfache aber gute Erfassung des Bauschinger-Effekts. Dieser ist bekanntlich stark von der maximal aufgetretenen plastischen Dehnung $\xi^*_{p,max}$ abhängig.

Wenn keine genauere Informationen vorhanden sind, können die Parameter R, a_1 und a_2 gemäss [MP73] gewählt werden, und zwar wie folgt:

$$R = 20 \quad , \quad a_1 = 18.5 \quad , \quad a_2 = 0.15 \tag{5}$$

Die Parameter $\sigma_y^o = f_y$, E_s, $\varepsilon_y^o = \sigma_y^o / E_s$ und b sollen hingegen von Fall zu Fall aufgrund gemessener Materialeigenschaften kalibriert werden.

Die hysteretische Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls unter einer allgemeinen Dehnungs-Geschichte ist im Bild auf Seite 101 dargestellt und wird durch die folgenden vier Kurven eindeutig beschrieben:

1) **Monotone Umhüllende**, d.h. die Kurven die im Bild gestrichelt gezeichnet sind.
2) **Obere Belastungskurve**, d.h. die Belastungskurve nach Gleichung (1) mit Ursprung im Punkt mit minimaler Dehnung $(\varepsilon_{r,min},\sigma_{r,min})$.
3) **Untere Entlastungskurve**, d.h. die Entlastungskurve nach Gleichung (1) mit Ursprung im Punkt mit maximaler Dehnung $(\varepsilon_{r,max},\sigma_{r,max})$.
4) **Aktuelle Kurve**, d.h. die Entlastungs- oder Belastungskurve mit Ursprung im letzten Umkehrpunkt $(\varepsilon_r^n,\sigma_r^n)$.

Ist ε_r^n grösser als $\varepsilon_{r,max}$ oder kleiner als $\varepsilon_{r,min}$, dann findet die Entlastung bzw. Belastung asymptotisch zur monotonen Umhüllenden nach Gleichung (1) statt. Liegt ε_r^n hingegen innerhalb von $(\varepsilon_{r,min},\varepsilon_{r,max})$, dann findet die Entlastung bzw. Belastung zuerst asymptotisch zur monotonen Umhüllenden nach Gleichung (1) statt; sobald die aktuelle Kurve die untere

Entlastungskurve bzw. die obere Belastungskurve erreicht, wird entlang dieser weiterbelastet. Mit dieser hysteretischen Beziehung müssen bei einer allgemeinen Dehnungs-Geschichte – vor allem in dynamischen Berechnungen – die in [Cia+82] erwähnten Ungenauigkeiten in Kauf genommen werden. Der entscheidende Vorteil liegt aber darin, dass die Belastungsgeschichte pro Stahlfaser allein durch die Parameter $(\varepsilon_r^n, \sigma_r^n)$, $(\varepsilon_{r,min}, \sigma_{r,min})$, $(\varepsilon_{r,max}, \sigma_{r,max})$ und $\xi^*_{p,max}$ vollständig beschrieben wird.

- Isotrope Verfestigung

Die ursprüngliche Formulierung des Menegotto-Pinto Gesetzs sah lediglich kinematische Verfestigung (“kinematic hardening”) des Bewehrungsstahls vor.

Soll ebenfalls isotrope Verfestigung (“isotropic hardening”) berücksichtigt werden, dann kann das Modell nach [FBP83] verwendet werden. Dieses Modell ermöglicht die Berücksichtigung von isotroper Verfestigung, indem die zwei Asymptoten der monotonen Umhüllenden nach jeder Belastungsumkehr um ein Spannungsinkrement $\Delta\sigma_s$ nach aussen verschoben werden gemäss Gleichungen (6) bis (9).

Das Spannungsinkrement $\Delta\sigma_s$ ist dabei grundsätzlich eine Funktion der im Laufe der Berechnung maximal erreichten Dehnung $(\varepsilon_{r,max})$ bzw. Stauchung $(\varepsilon_{r,min})$.

$$\sigma_s^+(\varepsilon_s) = (1-b)f_y + bE_s\varepsilon_s + \Delta\sigma_s^+ \tag{6}$$

wobei

$$\Delta\sigma_s^+(\varepsilon_{r,min}) = f_y \cdot a_3\left(\left|\frac{\varepsilon_{r,min}}{\varepsilon_y}\right| - a_4\right) > 0 \tag{7}$$

und

$$\sigma_s^-(\varepsilon_s) = -(1-b)f_y + bE_s\varepsilon_s - \Delta\sigma_s^- \tag{8}$$

wobei

$$\Delta\sigma_s^-(\varepsilon_{r,max}) = f_y \cdot a_3\left(\frac{\varepsilon_{r,max}}{\varepsilon_y} - a_4\right) > 0 \tag{9}$$

Der Parameter a_3 definiert die Grösse des Spannungsinkrementes und der Parameter a_4 bestimmt, ab welcher Dehnung die isotrope Verfestigung beginnt.

Die numerischen Werte beider Parameter werden am besten von Fall zu Fall an Versuchen kalibriert, weil sie von der Art des geprüften Bewehrungsstahls stark abhängig sind. In der Literatur werden oft folgende Werte verwendet ([MN92], [FBP83]):

$$a_3 = 0.010 \quad 0.025 \qquad , \qquad a_4 = 3 \quad 7 \tag{10}$$

- Ausknicken der Bewehrungsstäbe

Falls der Einfluss der Druckinstabilität der Bewehrungsstäbe (Knicken) auf ihre Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt werden soll, dann kann zum Beispiel das Monti-Nuti Gesetz beigezogen werden [MN92].

Beton

In der Literatur sind detaillierte analytische Modelle zur Beschreibung des tatsächlichen Verhaltens von Beton unter zyklischer Belastung zu finden. Eine der ersten Arbeiten in diesem Gebiet ist Karsan und Jirsa zu verdanken [KJ69].

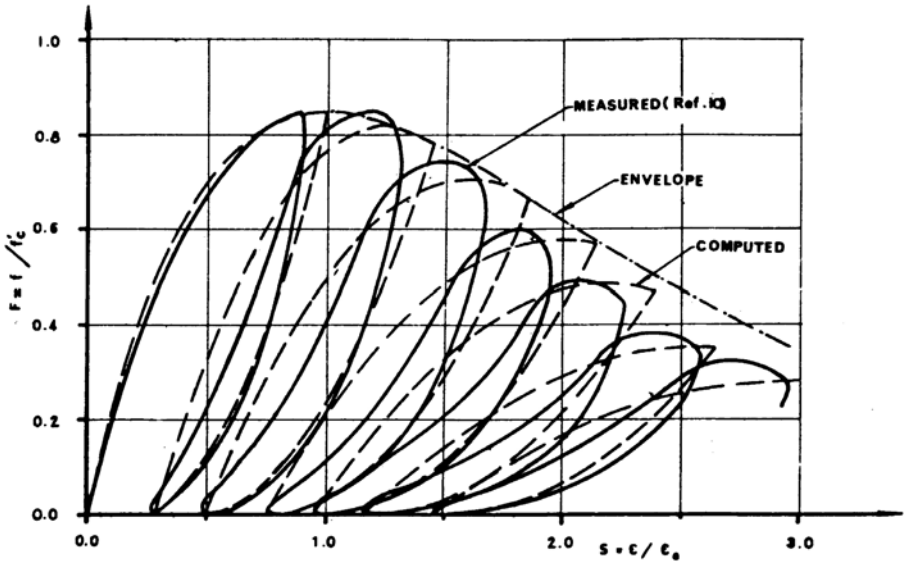


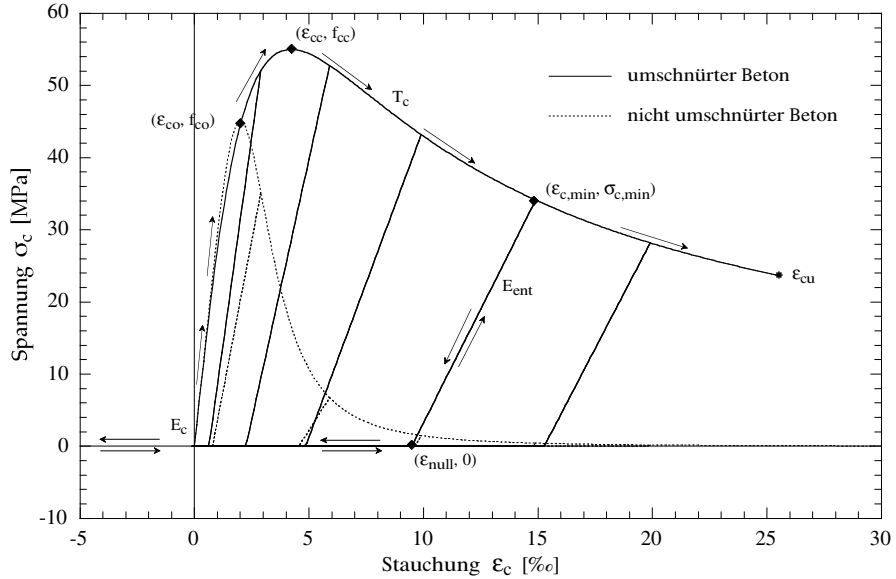
Bild aus [KJ69]

In vielen Computerprogrammen sind aber vereinfachte Versionen von solchen Modellen implementiert, um eine bessere numerische Stabilität des Elements zu gewährleisten.

In der Folge wird ein vereinfachtes zyklisches Materialgesetzt beschrieben, das auf den Modellen von Mander basiert ([Man84] und [MPP88], siehe auch “Erdbebensicherung von Bauwerken I” Abschnitt 7.1.1). Um den Rechenaufwand zu reduzieren und die Stabilität des Elements zu verbessern werden folgende Annahmen eingeführt:

- die Zugfestigkeit f_{ct} des Betons wird vernachlässigt.
- eine Entlastung und die darauffolgende Wiederbelastung erfolgen entlang der gleichen Geraden, d.h. ohne hysteretische Energiedissipation. Diese Annahme ist vor allem bei Erdbebeneinwirkung sicher gerechtfertigt, weil grosse Stauchungen nur während wenigen und sehr kurzen Zeitperioden auftreten.

Dreidimensionale Effekte im Druckbereich des Betons infolge Umschnürung werden berücksichtigt, indem die Parameter, die die monotone Umhüllende beschreiben, modifiziert werden.



Die Beziehung, die das zyklische Verhalten des Betons beschreibt, ist im vorherigen Bild dargestellt und besteht aus folgenden vier Regeln:

1) Erstbelastung auf der monotonen Umhüllenden, die durch Gleichung (11) definiert ist. Gleichzeitig wird das Tangentenmodul $T_c(\varepsilon_c)$ mit Gleichung (13) berechnet.

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \frac{f_{cc} \cdot r \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r} \quad (11)$$

wobei:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1\right)\right] \quad , \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad , \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (12)$$

mit den Parametern:

f_{co} = Druckfestigkeit des nicht umschnürten Betons; entspricht erfahrungsgemäss der Zylinderdruckfestigkeit f'_c.

ε_{co} = Stauchung beim Erreichen der Druckfestigkeit f_{co}. Beträgt im Allgemeinen 0.002.

f_{cc} = Druckfestigkeit des umschnürten Betons. Siehe “Erdbebensicherung von Bauwerken I” Abschnitt 7.1.1.

$$T_c(\varepsilon_c) = \frac{d\sigma_c}{d\varepsilon_c} = \frac{f_{cc} \cdot r}{\varepsilon_{cc} \cdot \left[r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r\right]} - \frac{f_{cc} \cdot r^2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r}{\varepsilon_{cc} \cdot \left[r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r\right]^2} \quad (13)$$

2) Entlastung entlang der Geraden zwischen den Punkten $(\varepsilon_{c,min},\sigma_{c,min})$ und $(\varepsilon_{c,null},0)$ mit Modul E_{ent}. Die Dehnung $\varepsilon_{c,null}$ wird mit Gleichung (14) bestimmt.

$$\varepsilon_{c,null} = \varepsilon_{c,min} - \frac{(\varepsilon_{c,min} + \varepsilon_a) \cdot \sigma_{c,min}}{\sigma_{c,min} + E_c \cdot \varepsilon_a} \quad (14)$$

wobei:

$$\varepsilon_a = a \cdot \sqrt{\varepsilon_{c,min} \cdot \varepsilon_{cc}} \quad \text{mit} \quad a = \max\left\{\frac{\varepsilon_{c,min}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{c,min}}, \frac{0.09 \cdot \varepsilon_{c,min}}{\varepsilon_{c,min}}\right\} \quad (15)$$

Anschliessend kann E_{ent} mit Gleichung (16) berechnet werden:

$$E_{ent} = \frac{\sigma_{c,min}}{\varepsilon_{c,min} - \varepsilon_{c,null}} \quad (16)$$

3) Die Spannung Null wird bei $(\varepsilon_{c,null},0)$ erreicht, anschliessend wird entlang der X-Achse weiterentlastet.

4) Wiederbelastung entlang der X-Achse, bis die Stauchung $\varepsilon_{c,null}$ erneut erreicht wird; dann Wiederbelastung entlang der Geraden mit Modul E_{ent} bis $\varepsilon_{c,min}$, anschliessend Weiterbelastung auf der monotonen Umhüllenden gemäss Gleichung (11).

Das zyklische Verhalten von umschnürtem und nicht umschnürtem Beton kann durch die gleichen Beziehungen beschrieben werden, indem für nicht umschnürten Beton $f_{cc} = f_{co}$ gesetzt wird.

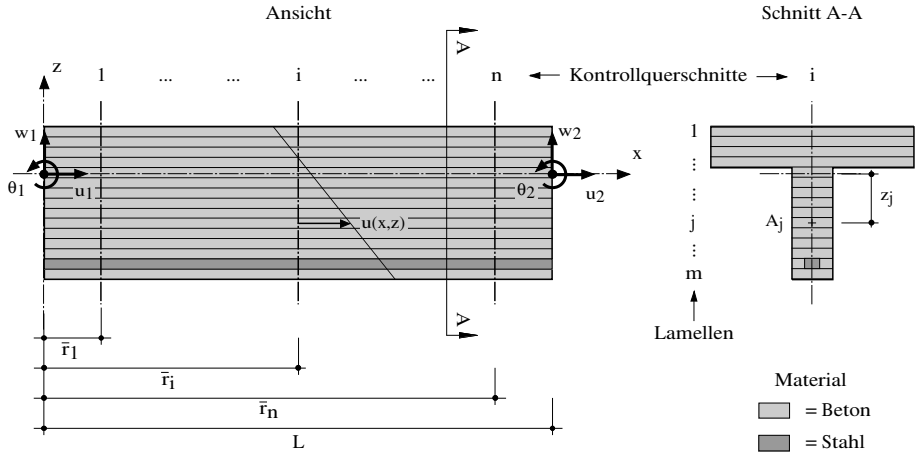
2.3.3 Elemente mit verteilter Plastizität

Elemente mit verteilter Plastizität sind Elemente, die an “beliebigen” Orten entlang des Elements inelastische Verformungen beschreiben können.

Häufig verwendete Elemente mit verteilter Plastizität sind die sogenannten Faserelemente (“Fibre elements”).

Als Beispiel für ein Faserelement wird hier ein zweidimensionales 2-Knoten Balkenelement diskutiert. Für dieses Element wird eine Steifigkeits-Formulierung gewählt.

Der Kraft-Verformungs-Zustand des Elements wird berechnet indem aus der bekannten Knotenverschiebung via Ansatzfunktionen Dehnungen in den Fasern bestimmt werden. Aus den Materialgesetzen (siehe Abschnitt 2.3.2) werden die entsprechenden Spannungen herausgelesen. Aus der Integration der Spannungen über den Querschnitten und entlang des Elements werden die unbekannten Knotenkräfte bestimmt.



Die sechs Freiheitsgrade des Elements sind im Vektor $\mathbf{U}^{(m)}$ zusammengefasst:

$$\mathbf{U}^{(m)} = \begin{bmatrix} u_1 & w_1 & \theta_1 & u_2 & w_2 & \theta_2 \end{bmatrix} \tag{17}$$

Die Verformungen $u(x,z)$ entlang des Elements werden nach [Bat96] durch kubische hermitesche Polynome approximiert und können mit Gleichung (18) berechnet werden.

$$u(x,z) = \left(1-\frac{x}{L}\right)u_1 + \frac{6z}{L}\left(\frac{x}{L}-\frac{x^2}{L^2}\right)w_1 - z\left(1-4\frac{x}{L}+3\frac{x^2}{L^2}\right)\theta_1 + \frac{x}{L}u_2 - \frac{6z}{L}\left(\frac{x}{L}-\frac{x^2}{L^2}\right)w_2 + z\left(2\frac{x}{L}-3\frac{x^2}{L^2}\right)\theta_2 \tag{18}$$

Die Dehnungen $\varepsilon(x,z)$ entlang des Elements ergeben sich durch Ableiten der Gleichung (18) nach x. Unter Berücksichtigung von Gleichung (17) werden sie:

$$\varepsilon(x,z) = \frac{du}{dx} = \mathbf{B}^{(m)}\mathbf{U}^{(m)} \tag{19}$$

mit

$$\mathbf{B}^{(m)} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} \\ \frac{6z}{L}\left(\frac{1}{L}-\frac{2x}{L^2}\right) \\ -z\left(-4\frac{1}{L}+6\frac{x}{L^2}\right) \\ \frac{1}{L} \\ -\frac{6z}{L}\left(\frac{1}{L}-\frac{2x}{L^2}\right) \\ z\left(2\frac{1}{L}-6\frac{x}{L^2}\right) \end{bmatrix} \tag{20}$$

wobei $\mathbf{B}^{(m)}$ die “strain-displacement matrix” des Elements ist.

Die Krümmung $\phi(x)$ entlang des Elements kann aus der Ableitung nach z der Dehnungen $\varepsilon(x,z)$ berechnet werden.

$$\phi(x) = \frac{d\varepsilon}{dz} = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{6}{L}\left(\frac{1}{L} - \frac{2x}{L^2}\right) \\ 4\frac{1}{L} - 6\frac{x}{L^2} \\ 0 \\ -\frac{6}{L}\left(\frac{1}{L} - \frac{2x}{L^2}\right) \\ 2\frac{1}{L} - 6\frac{x}{L^2} \end{bmatrix} \cdot \mathbf{U}^{(m)} \tag{21}$$

Der Verlauf der Krümmung entlang des Elements ist **linear**. Diese Eigenschaft der Krümmung soll bei der Diskretisierung von Tragwerken berücksichtigt werden.

Die Tangentensteifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_T^{(m)}$ des Elements kann dann mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit wie üblich berechnet werden:

$$\mathbf{K}_T^{(m)} = \int_V \mathbf{B}^{(m)T} \mathbf{D}^{(m)} \mathbf{B}^{(m)} dV \tag{22}$$

Die Materialgesetze, die durch $\mathbf{D}^{(m)}$ beschrieben werden, sind nichtlinear und können für alle Lamellen verschieden sein. Deshalb muss Gleichung (22) numerisch über alle $j = 1 \quad m$ Lamellen und über alle $i = 1 \quad n$ Kontrollquerschnitte integriert werden, am Besten mit einer der Integrationsformeln nach Gauss [Bat 96].

Die Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_T^{(m)}$ wird durch Gleichung (23) gegeben, wobei A_j die Fläche und T_{ij} der Tangentenmodul der Lamelle sind und $\bar{\alpha}_i$ und den $\bar{r}_i$ Integrationsfaktoren nach Gauss entsprechen.

$$\mathbf{K}_T^{(m)} = \sum_{i=0}^{n} \sum_{j=0}^{m} \frac{\bar{\alpha}_i A_j T_{ij}}{L} \begin{bmatrix} -1 \\ \frac{6z_j\left(1-2\frac{\bar{r}_i}{L}\right)}{L} \\ z_j\left(4-6\frac{\bar{r}_i}{L}\right) \\ 1 \\ \frac{-6z_j\left(1-2\frac{\bar{r}_i}{L}\right)}{L} \\ z_j\left(2-6\frac{\bar{r}_i}{L}\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -1 & \frac{6z_j\left(1-2\frac{\bar{r}_i}{L}\right)}{L} & z_j\left(4-6\frac{\bar{r}_i}{L}\right) & 1 & \frac{-6z_j\left(1-2\frac{\bar{r}_i}{L}\right)}{L} & z_j\left(2-6\frac{\bar{r}_i}{L}\right) \end{bmatrix} \tag{23}$$

Wenn die Integration von 0 bis L anstatt wie üblich von -1 bis +1 durchgeführt wird, dann müssen die Integrationsfaktoren folgendermassen umgeformt werden:

$$\bar{r}_i = \frac{(1 + r_i)}{2} \cdot L \qquad , \qquad \bar{\alpha}_i = \alpha_i \cdot \frac{L}{2} \tag{24}$$

Die internen Elementkräfte $\mathbf{F}^{(m)}$ werden auch wie üblich mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit bestimmt und ebenfalls numerisch integriert:

$$\mathbf{F}^{(m)} = \int_V \mathbf{B}^{(m)T} \sigma dV \tag{25}$$

bzw.

$$\mathbf{F}^{(m)} = \sum_{i=0}^{n} \sum_{j=0}^{m} \frac{\bar{\alpha}_i A_j}{L} \begin{bmatrix} -1 \\ \frac{6 z_j \left(1 - 2\frac{\bar{r}_i}{L}\right)}{L} \\ z_j \left(4 - 6\frac{\bar{r}_i}{L}\right) \\ 1 \\ \frac{-6 z_j \left(1 - 2\frac{\bar{r}_i}{L}\right)}{L} \\ z_j \left(2 - 6\frac{\bar{r}_i}{L}\right) \end{bmatrix} \sigma_{ij} \tag{26}$$

wobei A_j die Fläche und σ_{ij} die Spannung der Lamelle sind.

Die Spannungen σ_{ij} und das Tangentenmodul T_{ij} der Lamelle werden in Funktion der vorhandenen Dehnungen $\varepsilon(x,z)$ in der Lamelle mit Hilfe der konstitutiven Gesetze aus Abschnitt 2.3.2 bestimmt.

Bemerkungen zu den Faserelementen

- Faserelemente können entweder anhand einer **Steifigkeits-Formulierung** (“Stiffness-Formulation” oder “Displacement-Formulation”) oder anhand einer **Nachgiebigkeits-Formulierung** (“Flexibility-Formulation” oder “Force-Formulation”) implementiert werden.
- Zur Analyse von plastifizierenden Tragwerken sind Elemente mit einer Nachgiebigkeits-Formulierung eigentlich besser geeignet als Elemente mit einer Steifigkeits-Formulierung. Die Implementierung der Nachgiebigkeits-Formulierung ist aber wesentlich anspruchvoller und kann hier nicht diskutiert werden. Für weitere Details siehe z.B. [TSF91] oder Kapitel 6 von [BB04]
- Es gibt verhältnismässig wenige FE-Programme, bei welchen Faserelemente mit Nachgiebigkeits-Formulierung implementiert sind (z.B. Opensees, [MMF05]), und dort erweist sich die Verwendung von solchen Elementen oft als heikel (Konvergenzprobleme).
- Bei vielen FE-Programmen (z.B. Seismostruct, [Sei07]) stehen nur Faserelemente mit Steifigkeits-Formulierung zur Verfügung. Die Verwendung von solchen Elementen ist nicht ganz unproblematisch und soll hier kurz diskutiert werden.
- Die gewöhnlichsten Faserelemente mit Steifigkeits-Formulierung weisen folgende Eigenschaften auf:
  - Die Ansatzfunktionen sind kubisch, was zu einer linearen Krümmung entlang des Elements führt (siehe Gleichung (21)).
    In plastifizierenden Bereichen von Tragwerken kann die Krümmung stark nichtlinear sein. Aus diesem Grund kann eine feine Diskretisierung des Bauteils notwendig sein.
  - Das Gleichgewicht auf Niveau der Kontrollquerschnitte (Gauss-Punkte) wird nicht kontrolliert. Aus diesem Grund treten bei den verschiedenen Kontrollquerschnitten ungleiche Längskräfte auf, die das Resultat stark verfälschen können (siehe z.B. [AEM86]).
    Um diesen Effekt zu reduzieren soll – in den Bereichen der Struk-

tur, wo grosse Nichtlinearitäten zu erwarten sind – eine feine Diskretisierung vorgesehen werden [TSF91].
    - Es werden keine Schubverformungen berücksichtigt. Falls Schubverformungen wichtig sind, dann soll eine entsprechende Flexibilität via Schubgelenke eingeführt werden.
- Um die Auswirkung von diesen Eigenschaften zu verdeutlichen, werden nun 5 verschiedene Vergleichsberechnungen durchgeführt und diskutiert. Für alle Berechnungen wurden Faserelemente mit Steifigkeits-Formulierung und 2 Gauss-Legendre (siehe [Bat96]) Integrationspunkte verwendet.
- Vergleichsberechnung Nr. 1 (siehe Seite 118)
    - Bei 5 Kragarmen wird der Einfluss der Länge des Elements im plastischen Gelenk untersucht.
    - Im “elastischen” Bereich hat die Diskretisierung praktisch keinen Einfluss.
    - Die Verkürzung des Elements im plastischen Gelenk führt zu einer Reduktion des Widerstands. Beim “Fall V001” ist der Widerstand am grössten, weil die dabei entstehenden Längskräfte am grössten sind. Beim unteren Integrationspunkt wird die Normalkraft negativer, was zu einer Erhöhung des Widerstands führt.
    - Beim “Fall V005” beträgt die maximal erreichte Verformung zirka 7.5 cm. Danach konvergiert die Berechnung nicht mehr, weil die Dehnungen in den Materialfasern zu gross sind.

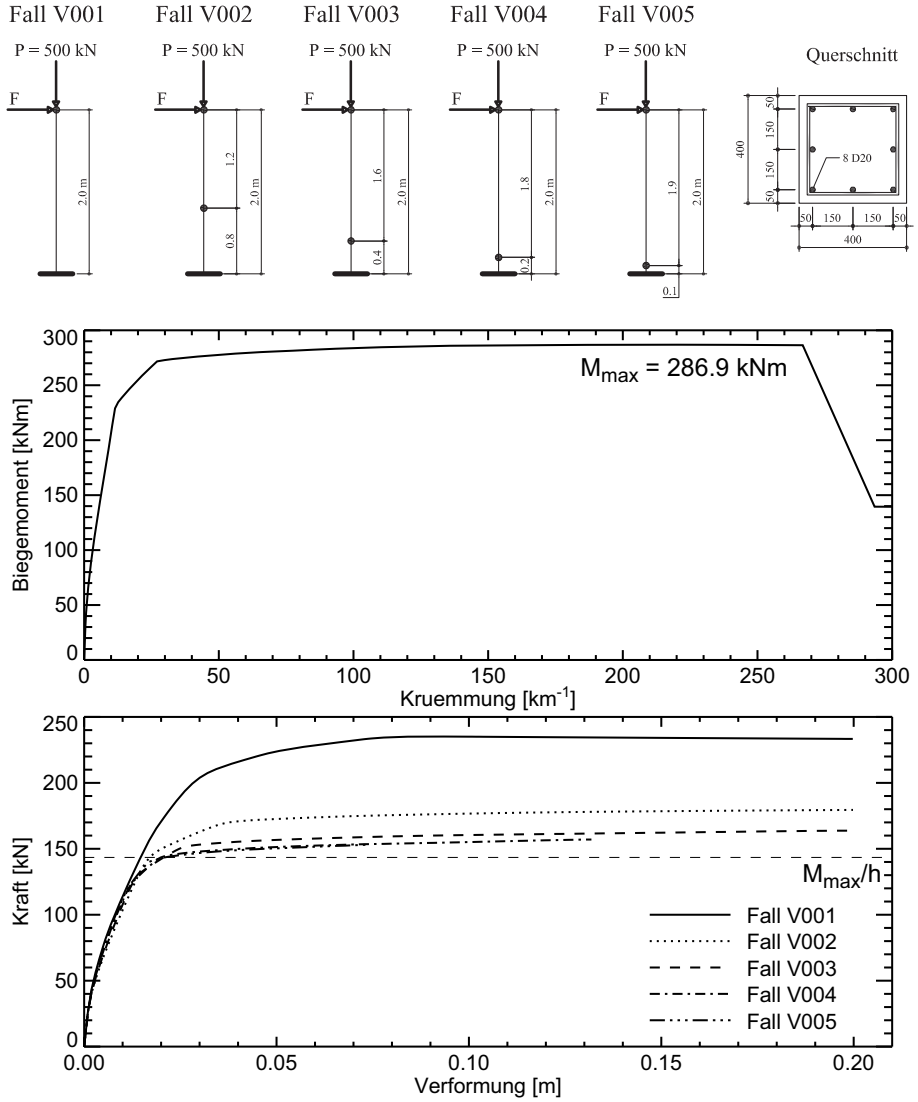
- Vergleichsberechnung Nr. 2 (siehe Seite 119)
    - Bei 5 Kragarmen wird der Einfluss der Diskretisierung im plastischen Gelenk untersucht.
    - Die Erhöhung der Anzahl Elemente führt zu einer nur geringfügigen Erhöhung der maximal erreichten Verformung.
    - Wegen der hohen Normalkraft, ist die Verfestigung der Momenten-Krümmungs-Beziehung sehr gering. Aus diesem Grund fliesst in allen Fällen praktisch nur das unterste Element und die zusätzlichen Elemente im plastischen Gelenk haben keinen Einfluss.
- Vergleichsberechnung Nr. 3 (siehe Seite 120)
    - Wie Vergleichsberechnung Nr. 1 aber ohne Normalkraft in der Stütze. Die fehlende Normalkraft führt zu einer höheren Verfestigung der Momenten-Krümmungs-Beziehung.
    - “Fall V015” zeigt die kleinste maximal erreichte Verformung und die grösste Verfestigung. Beide Phänomene sind einer Konsequenz der grösseren Dehnungen in den Materialfasern.
- Vergleichsberechnung Nr. 4 (siehe Seite 121)
    - Wie Vergleichsberechnung Nr. 2 aber ohne Normalkraft in der Stütze. Die fehlende Normalkraft führt zu einer höheren Verfestigung der Momenten-Krümmungs-Beziehung.
    - Die Erhöhung der Anzahl Elemente führt zu einer Reduktion der Verfestigung und zu einer Erhöhung der maximal erreichten Verformung.
    - Bei dieser Konfiguration, ist die Verfestigung der Momenten-Krümmungs-Beziehung gross genug, um Plastifizierungen auserhalb des untersten Elements zu bekommen. Zum Beispiel: Die Plastifizierung des zweiten Elements von unten reduziert die Dehnung im untersten Element.
    - “Fälle V018” und “V019” unterscheiden sich kaum vom “Fall V017”. Dies weil das vierte Element von unten in beiden Fällen kaum plastifiziert.

- Vergleichsberechnung Nr. 5 (siehe Seite 122)
  - Wie Vergleichsberechnung Nr. 1. Es wird aber anstatt einer Stütze eine Wand untersucht (Wand WSH3 aus [DWB99]).
  - Wände sind weniger empfindlich als Stützen in Bezug auf eine Änderung der Normalkraft bei den Integrationspunkten.
  - Aus diesem Grund, ausser für Fall “V021”, sind alle Resultate ähnlich und stimmen gut mit den Versuchsergebnissen überein.
- Vergleichsberechnung Nr. 6 (siehe Seite 123)
  - Zyklische Nachrechnung des Versuchs WSH3 aus [DWB99].
  - Die FE-Berechnung stimmt mit dem Versuch recht gut überein. Die Entlastungssteifigkeit des numerischen Modells ist aber wesentlich grösser als beim Versuch. Dieser Unterschied lässt sich teilweise anhand der unendlichen Schubsteifigkeit der Faserelemente erklären.

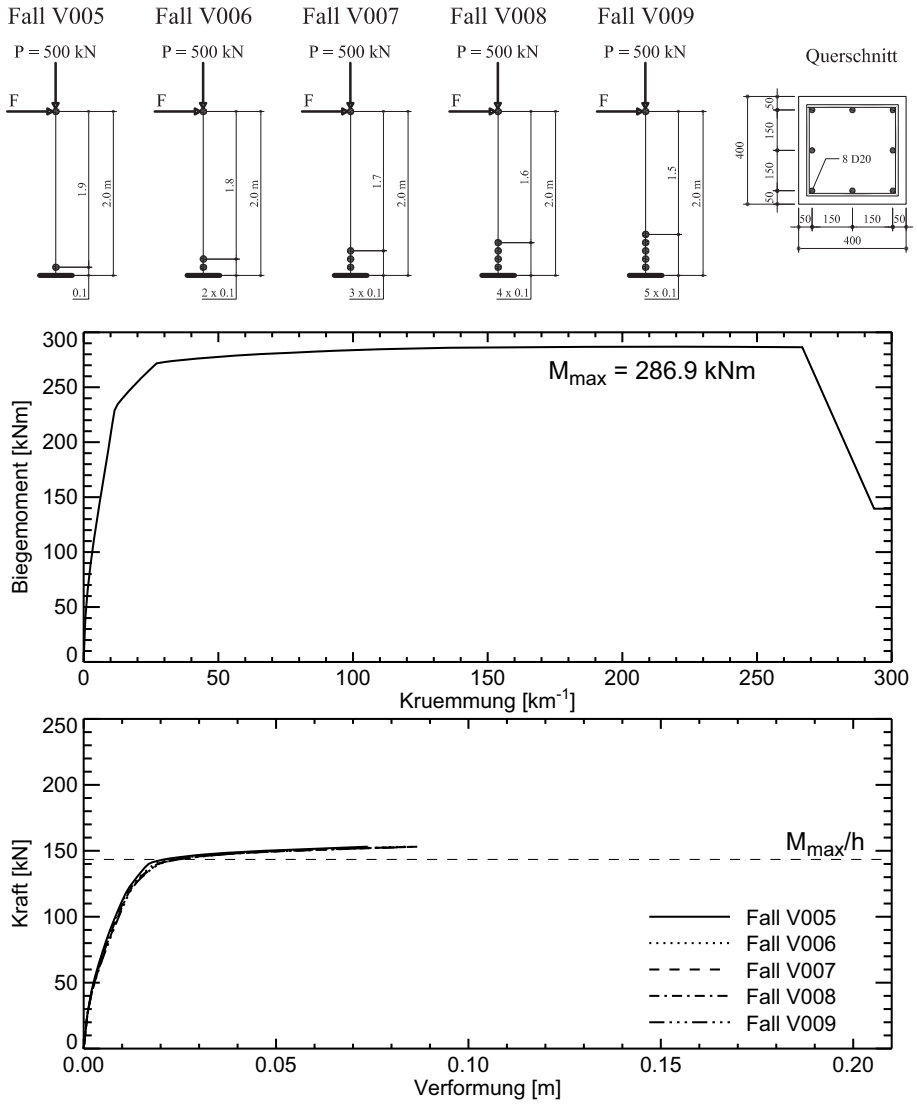
Fazit

- Bei Faserelementen mit Steifigkeits-Formulierung können die Resultate der numerischen Analyse stark von der Diskretisierung des Systems abhängig sein. Aus diesem Grund ist die gewählte Diskretisierung immer sorgfältig zu überprüfen.
- Die Dehnungen in den Materialfasern korrelieren typischerweise schlecht mit den Dehnungen, die im Bauteil zu erwarten sind. Aus diesem Grund sollen Versagenskriterien anhand von Knotenverdrehungen und nicht von Materialdehnungen festgelegt werden.

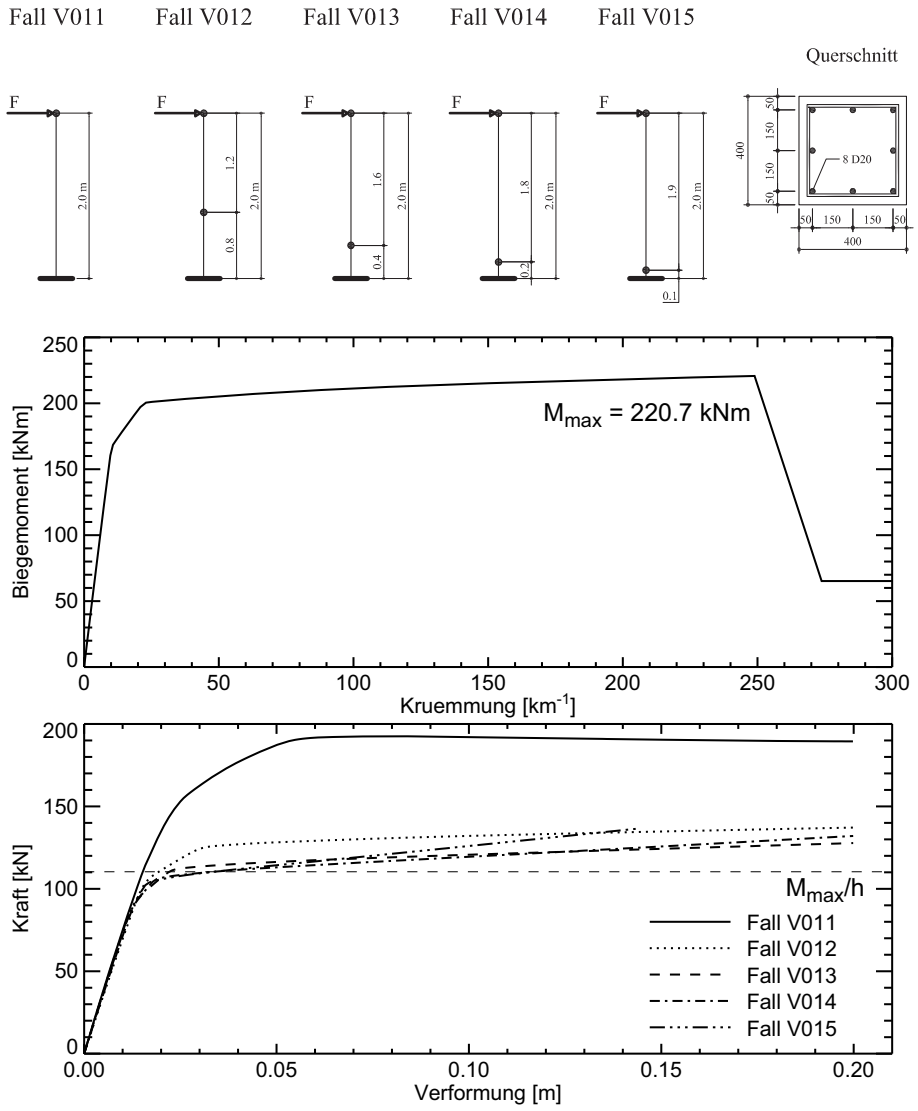
- Vergleichsberechnung Nr. 1: Elementlänge



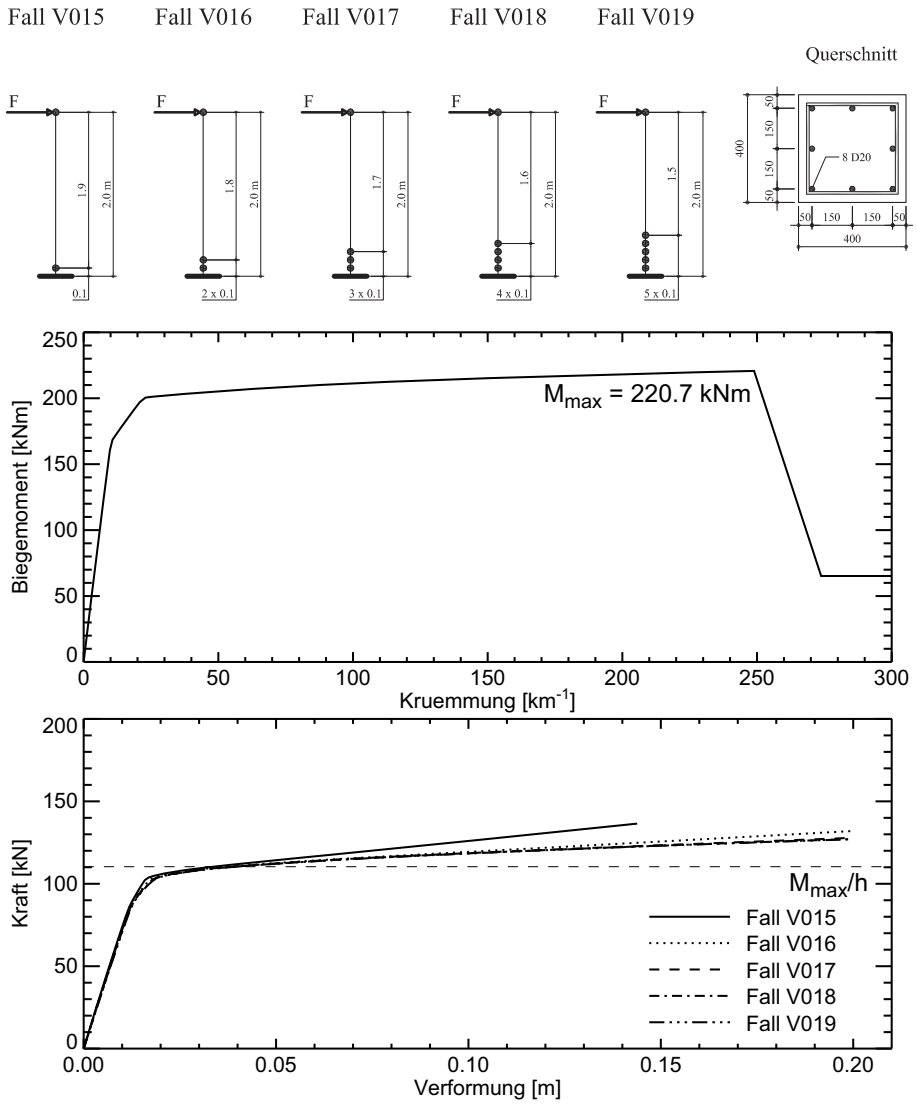
• Vergleichsberechnung Nr. 2: Diskretisierung



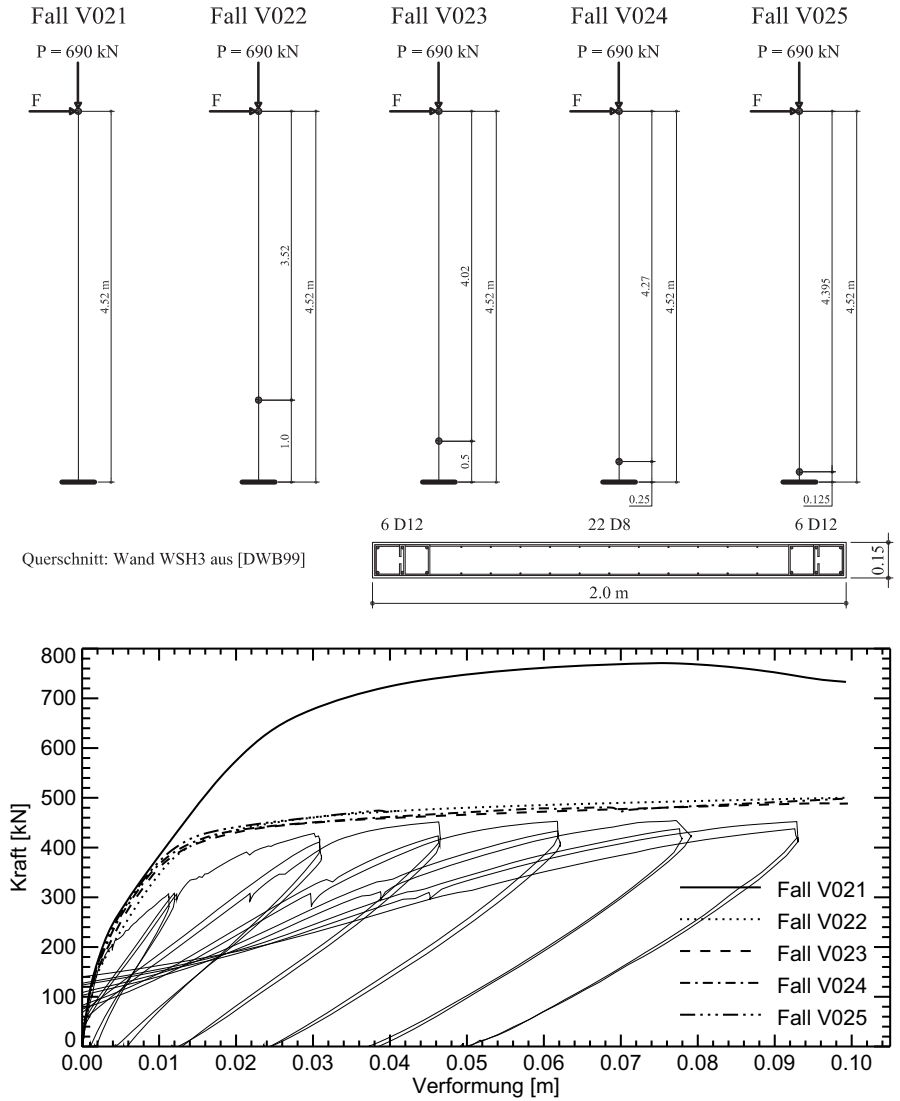
• Vergleichsberechnung Nr. 3: Elementlänge



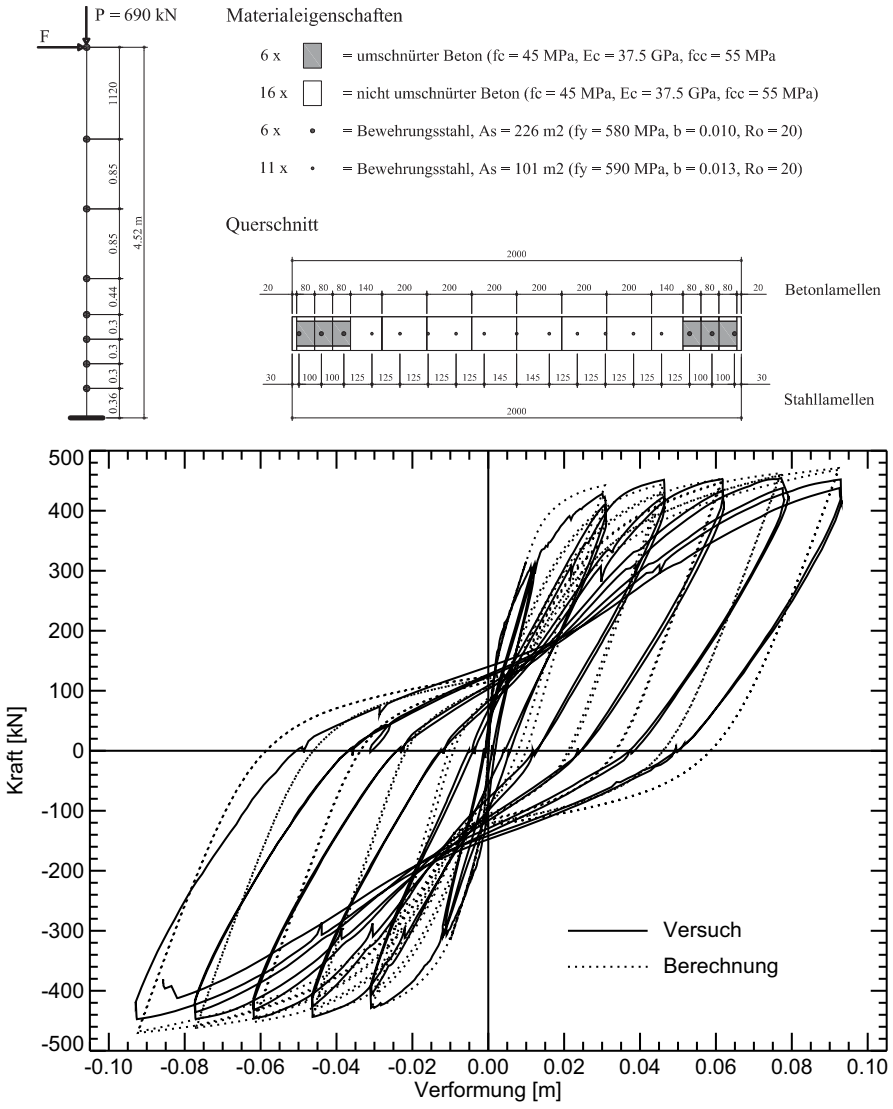
- Vergleichsberechnung Nr. 4: Diskretisierung



- Vergleichsberechnung Nr. 5: Elementlänge



- Vergleichsberechnung Nr. 6: Diskretisierung



2.3.4 Elemente mit konzentrierter Plastizität

Historisch gesehen waren Elemente mit konzentrierter Plastizität die ersten Elemente, die zur Erfassung des inelastischen Verhaltens von Tragwerken entwickelt worden sind.

Die Modellierung mit konzentrierter Plastizität sieht vor, dass die eigentlichen Elemente, die das Tragwerk modellieren – meistens Balkenelemente – immer elastisch bleiben und dass inelastische Verformungen innerhalb von lokalen plastischen Gelenken konzentriert werden.

Die häufigsten Elemente mit konzentrierter Plastizität sind die folgenden zwei Arten:

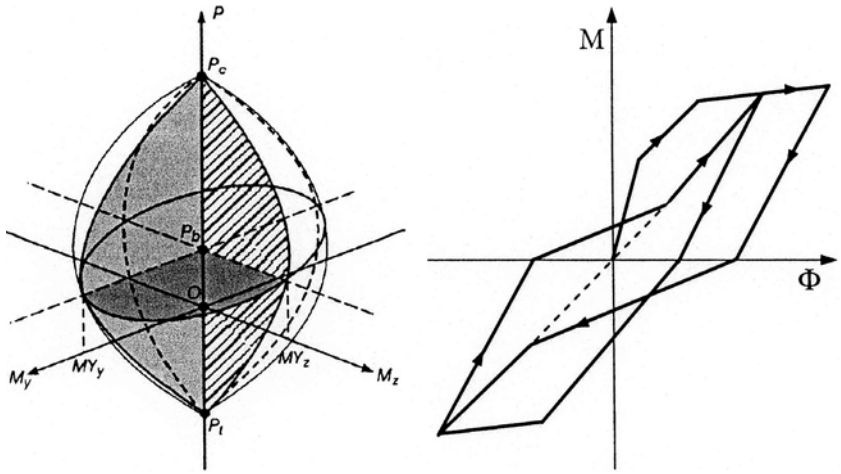
- Balkenelemente mit eingebauten inelastischen Gelenken. Bei solchen Elementen sind die Gelenke in der Regel an den beiden Enden des Elements platziert.
- Federelemente. Diese punktförmigen Elemente übertragen Kräfte und Momente zwischen zwei Tragwerksknoten oder zwischen einer festen Unterlage und einem Tragwerksknoten. Solche Elemente können auch als alleinstehende inelastische Gelenke interpretiert werden, die beliebig in die Struktur eingebaut werden können.

Bei der Modellierung mit konzentrierter Plastizität ist besonders zu beachten, dass sich inelastische Gelenke dort befinden, wo tatsächlich inelastische Verformungen erwartet werden. Ansonsten wird das tatsächliche inelastische Verhalten des Systems falsch erfasst.

Eigenschaften der Gelenke

In den meisten Programmen können die Eigenschaften der Gelenke (sowohl als Bestandteil eines Balkenelements als auch als Federelement) auf zwei Arten definiert werden:

- Durch Unterteilung des betrachteten Querschnitts in Fasern und Zuweisung von entsprechenden inelastischen Materialeigenschaften (siehe Abschnitt 2.3.2). Es handelt sich dabei um sogenannte Fasergelenke.
- Durch Beschreibung des hysteretischen Verhaltens anhand von Verhaltensregeln ("Rule Based Models"). Ein Beispiel solcher Verhaltensregeln ist im nächsten Bild gegeben.



Momenten-Krümmungs hysteretisches Verhalten (rechts) und mögliches M-N Interaktionsdiagramm (links). Aus [PPC04]

Bei Fasergelenken und bei den meisten Gelenken, die auf Verhaltensregeln basieren, wird das hysteretische Verhalten des Gelenks als **Momenten-Krümmungs-Beziehung** (M/ϕ) oder als **Kraft-Dehnungs-Beziehung** (F/ε) angegeben.

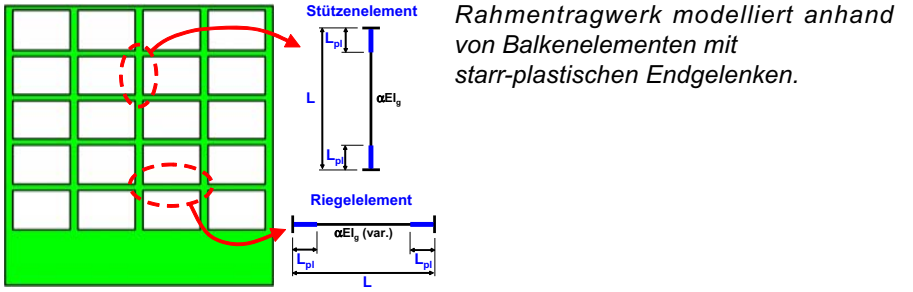
Für die Implementierung in ein Computerprogramm ist aber entweder eine **Momenten-Verdrehungs-Beziehung** (M/θ) oder eine **Kraft-Verformungs-Beziehung** (F/Δ) notwendig.

Die M/θ- und F/Δ-Beziehungen werden in der Regel aus den M/ϕ- und F/ε-Beziehungen hergeleitet, indem die Krümmungen bzw. die axialen Dehnungen über die (meistens fiktive) Länge des Gelenks integriert werden.

Bei Stahlbetonbauteilen kann die Länge des Gelenks gleich der Länge L_{pl} des plastischen Gelenks in der "Plastic Hinge Method" (Siehe "Erdbebensicherung von Bauwerken I" Abschnitt 7.1.5) angenommen werden.

Bemerkungen zu den Elementen mit konzentrierter Plastizität

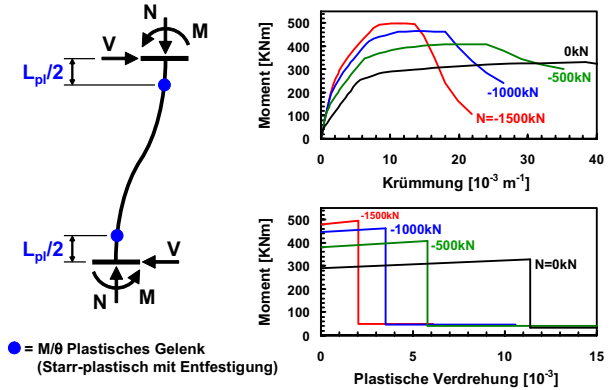
- Bei Gelenken mit Verhaltensregeln muss das hysteretische Verhalten des Gelenks am hysteretischen Verhalten des Bauteils kalibriert werden (siehe bilineare Approximation der Momenten-Krümmungs-Beziehungen bei den Hausübungen).
  Bei Stahlbetonbauteilen sollen dafür am besten Querschnittsprogramme wie Response-2000 [Ben01] oder USC-RC [ESM01] verwendet werden.
- Bei manchen Implementierungen von Gelenken mit Verhaltensregeln können die elastischen Verformungen unterdrückt werden;. d.h. die Gelenke werden als starr-plastisch definiert (siehe Bild auf Seite 127) . In solchen Fällen sollen die elastischen Eigenschaften des Elements so gewählt werden, dass sie denen des Bauteils entsprechen.
- Vorteile von Fasergelenken gegenüber Gelenken mit Verhaltensregeln:
  - Bei Fasergelenken ist keine Kalibrierung des hysteretischen Verhaltens notwendig;
  - Eine allfällige M/N-Interaktion ist automatisch erfasst.
    Bei Gelenken mit Verhaltensregeln wird die M/N-Interaktion – **wenn überhaupt** – anhand von M/N-Interaktionsdiagrammen berücksichtigt (siehe Bild auf Seite 125).



Rahmentragwerk modelliert anhand von Balkenelementen mit starr-plastischen Endgelenken.

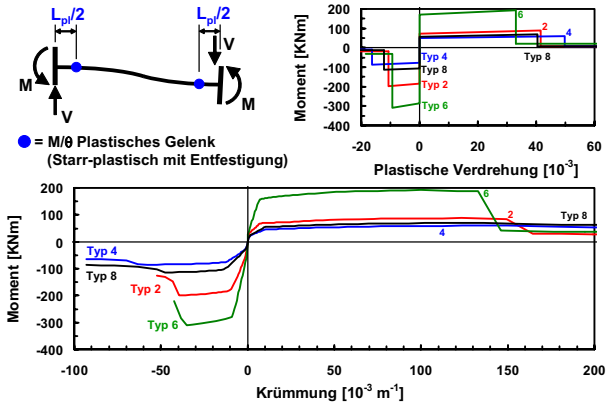
Eigenschaften eines starr-plastischen Stützengelenks

(abhängig von der vorhandenen Normalkraft)



Eigenschaften der starr-plastischen Riegelgelenke

(abhängig vom Riegeltyp)



Definition des hysteretischen Verhaltens von starr-plastischen Gelenken bei einem Rahmentragwerk (oben). Stützengelenke (mitte) und Riegelgelenke (unten). Aus [SIA05].

Diese Vorgehensweise ist vor allen bei zyklischer Belastung nicht unproblematisch und nach der Berechnung soll das erhaltene hysteretische Verhalten des Gelenks auf seine Plausibilität gründlich überprüft werden.

- Vorteile von Gelenken mit Verhaltensregeln gegenüber Fasergelenken:
  - Bei Gelenken mit Verhaltensregeln hat man die Möglichkeit, viele Phänomene zu berücksichtigen, die das Verhalten des Bauteils massgeblich beeinflussen.
    Es können hysteretische Gesetze definiert werden, die Phänomene wie Schubverformungen, Schlupf der Bewehrung, Nachgiebigkeit von Rahmenknoten, usw., modellieren.
    Zum Beispiel das Computerprogramm “RUAUMOKO” [Car04] besitzt 43 unterschiedliche hysteretische Gesetze, die die verschiedensten physikalischen Phänomene beschreiben können.
    Solche Phänomene, die vor allem bei bestehenden Tragwerken wichtig sein können, können bei Fasergelenken nur sehr schwer berücksichtigt werden.
  - Bei Gelenken mit Verhaltensregeln kann das Biegeverhalten vom axialen Verhalten entkoppelt werden. Diese Möglichkeit kann vor allem bei der Modellierung von Rahmenriegeln vom Vorteil sein.
  - Der numerische Aufwand bei Gelenken mit Verhaltensregeln ist in der Regel wesentlich kleiner als bei Fesergelenken. Aus diesem Grund benötigen solche Modelle weniger Speicherplatz und Rechenzeit.
- Freeware Computerprogramme, die Elemente mit konzentrierten Plastizität aufführen, sind zum Beispiel “SeismoStruct” [Sei07] (auch wenn dort keine M/N-Interaktion implementiert ist), “OpenSees” [MMF05] und “Drain-2Dx” [PPC93].

2.3.5 Lösungsalgorithmen für nichtlineare Probleme

Allgemeine Gleichgewichtsbedingung

Die allgemeine Gleichgewichtsbedingung für elastische oder inelastische statische oder dynamische Systeme lautet:

$$\mathbf{F}(t) = \mathbf{R}(t) \tag{27}$$

Dabei ist $\mathbf{F}(t)$ der zeitabhängige Vektor der inneren Kräfte aller Freiheitsgrade der Struktur (Knotenkräfte) und $\mathbf{R}(t)$ der zeitabhängigen Vektor der äusseren Kräfte.

Der Vektor $\mathbf{F}(t)$ setzt sich aus den Beiträgen der einzelnen Elementen $\mathbf{F}^{(m)}(t)$ zusammen. $\mathbf{F}^{(m)}(t)$ ist mit den Elementspannungen äquivalent und kann zum Beispiel bei steifigkeits-formulierten Faserelementen anhand von Gleichung (26) bestimmt werden.

Der Vektor $\mathbf{R}(t)$ ist aus der Problemstellung bekannt.

Nichtlineare statische Analyse

Bei linear-elastischen Systemen können die Knotenkräfte $\mathbf{F}$ anhand von Gleichung (28) bestimmt werden:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}\mathbf{U} \tag{28}$$

Dabei ist $\mathbf{U}$ der Vektor der Verschiebungen und $\mathbf{K}$ ist die Steifigkeitsmatrix der Struktur. Gleichung (27) wird somit zu

$$\mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{R} \tag{29}$$

$\mathbf{R}$ ist bekannt und $\mathbf{K}$ ist aus der Zusammensetzung der Elementsteifigkeitsmatrizen ebenfalls bekannt, damit kann der unbekannte Vektor $\mathbf{U}$ anhand von Gleichung (30) berechnet werden:

$$\mathbf{U} = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{R} \tag{30}$$

Die Gleichgewichtsbedingung (27) kann anhand von Gleichung (30) nur für linear-elastische Systeme gelöst werden.

Bei inelastischen Systemen, infolge sukzessiver Plastifizierung der Bauteile, ist die Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ der Struktur während der Belastungszeit **nicht** konstant.

Aus diesem Grund muss Gleichung (27) **inkrementell** und **iterativ** gelöst werden und zwar wie folgt:

- Die Verschiebungen ${}^{t}\mathbf{U}$ zur Zeit t sind aus dem vorherigen Inkrement bekannt;
- Die Verschiebungen ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}$ am Ende des Inkrements Δt werden durch n Iterationen aus Gleichungen (31) und (32) bestimmt.

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^{i-1}\Delta\mathbf{U}^{i} = {}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{R}^{i-1} \tag{31}$$

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i-1} + \Delta\mathbf{U}^{i} \tag{32}$$

Wobei:

$${}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{R}^{i-1} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i-1} \tag{33}$$

Dabei ist $\mathbf{K}_T$ die Tangentensteifigkeitsmatrix der Struktur. $\mathbf{K}_T$ lässt sich aus den lokalen Tangentensteifigkeitsmatrizen $\mathbf{K}_T^{(m)}$ der einzelnen Elemente bilden. Zum Beispiel, bei steifigkeits-formulierten Faserelementen kann $\mathbf{K}_T^{(m)}$ anhand von Gleichung (23) bestimmt werden.

Die tatsächliche Lösung der Gleichgewichtsbedingung (27) wird sehr häufig anhand des von Newton erfundenen numerischen Verfahrens zur iterativen Lösung nichtlinearer Gleichungen oder anhand einer modifizierten Version davon vorgenommen.

Im nächsten Abschnitt wird der sogenannte Newton-Raphson Algorithmus zur Lösung von Gleichung (27) diskutiert.

Das Newton-Raphson Verfahren

Das Newton-Raphson Verfahren erlaubt die Lösung der Belastung von nichtlinearen Federn mit folgender Gleichgewichtsgleichung:

$$\mathbf{F}(\mathbf{U}(t)) = \mathbf{R}(t) \tag{34}$$

Dabei stellt $\mathbf{F}(\mathbf{U}(t)) = \mathbf{F}(t)$ die interne Federkraft dar, welche eine gegebene nichtlineare Funktion der Verschiebung $\mathbf{U}(t)$ ist. Die äussere Kraft $\mathbf{R}(t)$ ist eine gegebene Funktion der Zeit t.

Für ein System mit einem Freiheitsgrad kann das Newton-Raphson Verfahren anhand des Bilds auf Seite 132 graphisch dargestellt werden.

Das Verfahren umfasst folgende Schritte:

0) Die Berechnung wurde bereits bis zum Zeitpunkt t durchgeführt und das System befindet sich in der Gleichgewichtslage $({}^{t}U, {}^{t}R)$;

1) Die Anfangsbedingungen zum Start der Iteration werden festgelegt. Die Iteration wird gestartet mit der Verschiebung, der Tangentensteifigkeit und der inneren Kraft, die sich am Ende des vorherigen Zeitschritts ergeben haben. Die externe Belastung ${}^{t+\Delta t}\Delta R^{0}$ im Inkrement wird anhand von Gleichung (38) bestimmt.

   Verschiebung: $${}^{t+\Delta t}U^{0} = {}^{t}U \tag{35}$$

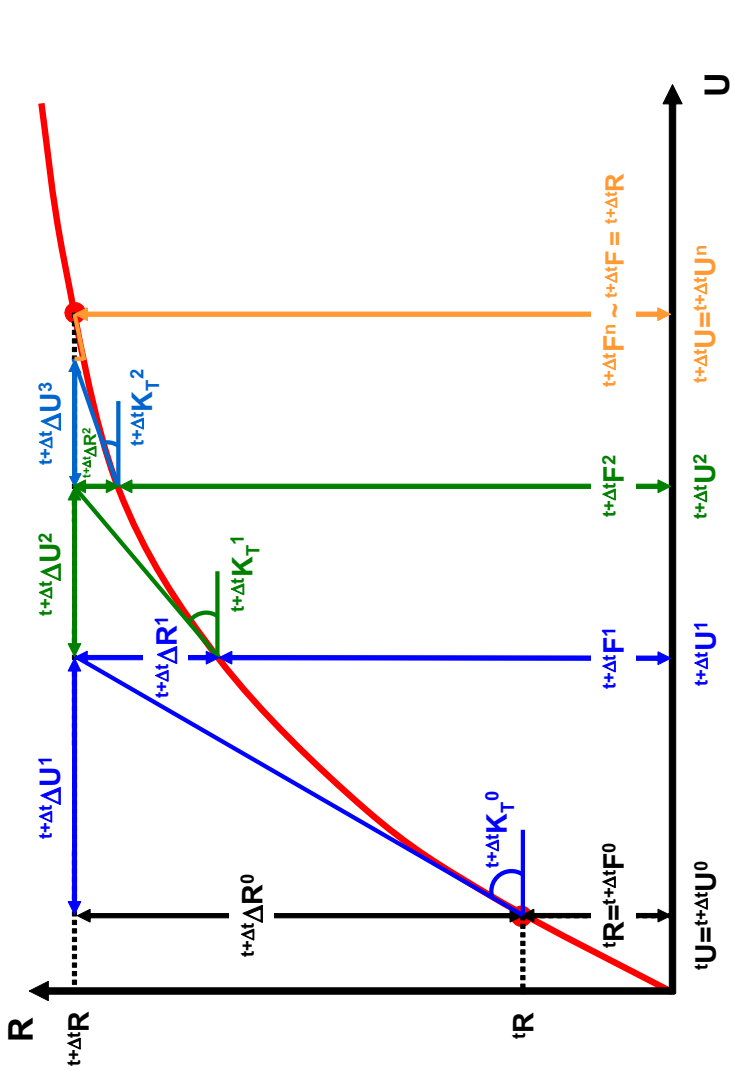
   Tangentensteifigkeit: $${}^{t+\Delta t}K_T^{0} = {}^{t}K_T \tag{36}$$

   Innere Kraft: $${}^{t+\Delta t}F^{0} = {}^{t}F \tag{37}$$

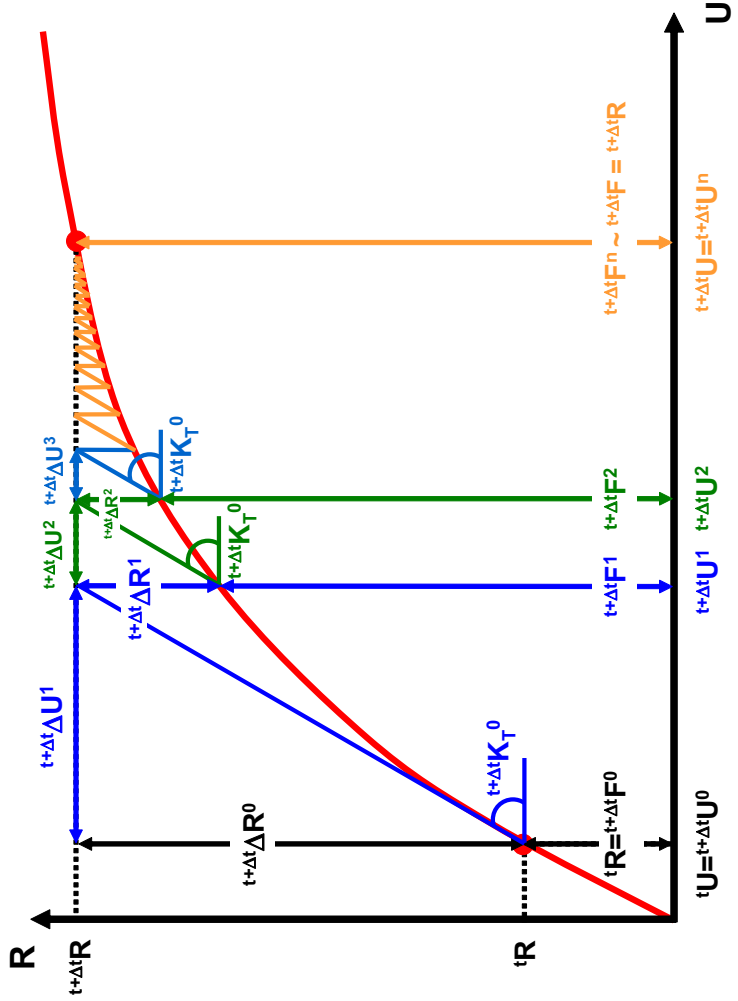
   Externe Belastung: $${}^{t+\Delta t}\Delta R^{0} = {}^{t+\Delta t}R - {}^{t+\Delta t}F^{0} \tag{38}$$

2) Berechnung des i[ten]-Verschiebungsinkrements ΔU^{i} anhand von Gleichung (39) (i fängt von 1 an).
   Bei Systemen mit mehreren Freiheitsgraden ist ${}^{t+\Delta t}K_T^{i-1}$ eine Matrix (Tangentensteifigkeitsmatrix) und Gleichung (39) wird mit einer $\mathbf{LDL}^{T}$-Zerlegung der Matrix ${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^{i-1}$ gelöst.

$${}^{t+\Delta t}K_T^{i-1}\Delta U^{i} = {}^{t+\Delta t}\Delta R^{i-1} \tag{39}$$



Newton-Raphson Verfahren zur Lösung von nichtlinearen Gleichungen (Nach [AEM86])



Modifiziertes Newton-Raphson Verfahren zur Lösung von nichtlinearen Gleichungen (Nach [AEM86])

3) Berechnung der Verschiebung $^{t+\Delta t}U^i$ am Ende des i[ten]-Inkrements

$$^{t+\Delta t}U^i = {}^{t+\Delta t}U^{i-1} + \Delta U^i \tag{40}$$

4) Berechnung der inneren Kraft $^{t+\Delta t}F^i$ und der neuen Belastung (Residualkraft) $^{t+\Delta t}R^i$

$$^{t+\Delta t}\Delta R^i = {}^{t+\Delta t}R - {}^{t+\Delta t}F^i \tag{41}$$

5) Sind ΔU^i und/oder $^{t+\Delta t}\Delta R^i$ vernachlässigbar klein, dann weiter mit Schritt 7);

6) Bestimmung der neuen Tangentensteifigkeit $^{t+\Delta t}K_T^i$ und Wiederholung ab Schritt 2);

7) Falls noch nicht die Endzeit erreicht wurde, neuen Zeitschritt anfangen und ab Schritt 1) die Prozedur wiederholen.

Bemerkungen zum Newton-Raphson Verfahren

- Das Newton-Raphson Verfahren für Systeme mit mehreren Freiheitsgraden folgt genau dem gleichen Schema. Es werden lediglich die skalaren Grössen durch entsprechende vektorielle Grössen ersetzt.
- Neben dem Newton-Raphson Verfahren (“Full Newton-Raphson iteration”) wird oft auch das modifizierte Newton-Raphson Verfahren (“Modified Newton-Raphson iteration”) verwendet. Dieses Verfahren ist im Bild auf Seite 133 dargestellt.
  - Im Gegensatz zum Newton-Raphson Verfahren wird beim modifizierten Newton-Raphson Verfahren die Tangentensteifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_T$ des Systems nur ein Mal am Anfang des Zeitschritts bestimmt und im Laufe der Iterationen konstant gehalten.
  - Bis zum Erreichen der Zielverschiebung $^{t+\Delta t}\mathbf{U}$ sind beim modifizierten Verfahren mehr Iterationen als beim Newton-Raphson Verfahren notwendig. Diese können aber schneller durchgeführt werden, weil die ständige Aktualisierung von $\mathbf{K}_T$ (Schritt 6) und vor allem seine $\mathbf{LDL}^T$-Zerlegung (Schritt 2) entfallen. Dies kann

vor allem bei Systemen mit sehr vielen Freiheitsgraden von Vorteil sein.

- In den meisten FE-Programmen sind oft Lösungsstrategien implementiert, die beide Newton-Raphson Verfahren sowie weitere Verfahren kombinieren, um möglichst sicher zu einem erfolgreichen Abschluss des Iterationsprozess zu kommen.
- Weitere Verfahren zur Lösung von Gleichgewichtsgleichungen sind in den Kapiteln 8 (statische Analyse) und 9 (dynamische Analyse) von [Bat96] zu finden.

Konvergenzkriterien

- Eine ausführliche Diskussion über Konvergenzkriterien ist sowohl in [Bat96] und [AEM86] zu finden. Hier wird lediglich ein kurzer Überblick gegeben.
- Beim Schritt 5) werden Kriterien benötigt, um die Konvergenz der Iterationen zu beurteilen. Mögliche Konvergenzkriterien können auf **Verschiebung-**, **Kraft-** oder **Energie-**Betrachtungen basieren.
- Da innerhalb eines Zeitschritts die unbekannte Zielverschiebung ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}$ gesucht wird, ist es sinnvoll zu verlangen, dass sie innerhalb einer gegebenen Toleranz auch tatsächlich erreicht wird. Aus diesem Grund ist ein mögliches **Verschiebungskriterium**:

$$\frac{\left\|\Delta \mathbf{U}^{i}\right\|}{\left\|{}^{t+\Delta t}\mathbf{U}\right\|} \leq \varepsilon_{D} \tag{42}$$

  Dabei ist ε_D die Verschiebungskonvergenztoleranz.
  - Der Vektor ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}$ ist eigentlich nicht bekannt und muss deshalb approximiert werden. In der Regel wird dabei ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i}$ im Zusammenhang mit einem genügend kleinen Wert für ε_D verwendet.

  - Es ist dabei wichtig zu bemerken, dass in gewissen Fällen trotzt Erfüllung des Kriteriums (42) die gesuchte Zielverschiebung ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}$ noch nicht erreicht ist.
  - Dies ist der Fall, wenn die berechneten Verschiebungen während eines Iterationsschritts nur wenig ändern aber diese kleine Änderung sich während vielen Iterationsschritten wiederholt.
  - Eine solche Situation ergibt sich vor allem im Zusammenhang mit der Verwendung des modifizierten Newton-Raphson Verfahrens (siehe Seite 133).
  - Aus diesem Grund wird dieses Verschiebungskriterium in der Regel mit anderen Kriterien kombiniert.
- Ein **Kraftkriterium,** das die Residualkräfte kontrolliert ist durch Gleichung (43) gegeben.

$$\frac{\left\|{}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i}\right\|}{\left\|{}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t}\mathbf{F}\right\|} \leq \varepsilon_{F} \tag{43}$$

  Dabei ist ε_F die Kraftkonvergenztoleranz, die den Betrag der Residualkräfte nach der i^{ten}-Iteration mit dem ersten Lastinkrement im Zeitschritt vergleicht.
  - Wie im Fall des bereits diskutierten Verschiebungskriteriums, sollte dieses Kraftkriterium nicht allein verwendet werden, weil in gewissen Fällen, trotzt Erfüllung von (43), die gesuchte Zielverschiebung ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}$ noch nicht erreicht ist. Dies ist der Fall bei Systemen mit sehr kleiner Verfestigung.
- Das **Energiekriterium** von Gleichung (44) hat den Vorteil, das damit gleichzeitig die Konvergenz der Verschiebungen und der Kräfte kontrolliert werden.

$$\frac{(\Delta \mathbf{U}^{i})^{T}({}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i-1})}{(\Delta \mathbf{U}^{1})^{T}({}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t}\mathbf{F})} \leq \varepsilon_{E} \tag{44}$$

Dabei ist ε_E die Energiekonvergenztoleranz, die die Arbeit der Residualkräfte während der i^{ten}-Iteration mit der Arbeit der Residualkräfte während der ersten Iteration im Zeitschritt vergleicht.

- Wenn die Toleranzen ε_D, ε_F oder ε_E zu gross gewählt werden, dann können fehlerhafte Resultate entstehen, die in den nachfolgenden Schritten zum Divergieren der Lösung führen können.
- Wenn die Toleranzen ε_D, ε_F oder ε_E zu klein gewählt werden, dann wird die notwendige Anzahl Iterationen unnötig gross. Die zusätzlich erzielte Genauigkeit ist meistens überflüssig.
- Aus numerischen Gründen können zu kleine Toleranzen die Konvergenz der Iterationen unmöglich machen.
- **Bei stark inelastischen Systemen empfiehlt es sich, die Sensitivität der Resultate auf die verwendeten Konvergenzkriterien und auf die gewählten Toleranzen zu untersuchen.**

Nichtlineare dynamische Analyse

In Anlehnung an Gleichung (31) lautet die Gleichgewichtbedingung für eine nichtlineare dynamische Analyse wie folgt:

$$\mathbf{M}\,{}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{U}}^{i} + \mathbf{C}\,{}^{t+\Delta t}\dot{\mathbf{U}}^{i} + ({}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i-1} + {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^{i-1}\Delta\mathbf{U}^{i}) = {}^{t+\Delta t}\mathbf{R} \qquad (45)$$

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i-1} + \Delta\mathbf{U}^{i} \qquad (46)$$

Bei einer Fusspunktanregung mit einer Beschleunigung wird der Vektor der äusseren Kräfte anhand von Gleichung (47) berechnet.

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{R} = \mathbf{M}\mathbf{1}\,{}^{t+\Delta t}a_g \qquad (47)$$

Dabei ist $\mathbf{M}$ die Massenmatrix der Struktur, $\mathbf{1}$ der Einheits-Einflussvektor (siehe “Erdbebensicherung von Bauwerken I”, Abschnitt 5.2) und ${}^{t+\Delta t}a_g$ die Fusspunktbeschleunigung zur Zeit $t+\Delta t$.

Die Bewegungsdifferentialgleichung (45) muss wegen der Anregungsart **numerisch** integriert werden und wegen des inelastischen Verhaltens des Systems **iterativ** und **inkrementell** gelöst werden.

Die numerische Zeitintegration von Gleichung (45) wird in vielen Fällen mit den Algorithmen von Newmark ([New 59]) vorgenommen, gemäss welcher die unbekannten Verschiebungsgrössen zur Zeit $t+\Delta t$ folgendermassen geschätzt werden:

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{U} = {}^{t}\mathbf{U} + {}^{t}\dot{\mathbf{U}}\Delta t + [(1-2\beta)\,{}^{t}\ddot{\mathbf{U}} + 2\beta\,{}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{U}}]\frac{\Delta t^2}{2} \qquad (48)$$

$${}^{t+\Delta t}\dot{\mathbf{U}} = {}^{t}\dot{\mathbf{U}} + [(1-\gamma)\,{}^{t}\ddot{\mathbf{U}} + \gamma\,{}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{U}}]\Delta t \qquad (49)$$

Aus Gleichung (48):

$${}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{U}} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}({}^{t+\Delta t}\mathbf{U} - {}^{t}\mathbf{U}) - \frac{1}{\beta\Delta t}\,{}^{t}\dot{\mathbf{U}} - \frac{1+2\beta}{2\beta}\,{}^{t}\ddot{\mathbf{U}} \qquad (50)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (50) in (49):

$${}^{t+\Delta t}\dot{\mathbf{U}} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}({}^{t+\Delta t}\mathbf{U} - {}^{t}\mathbf{U}) + \left(1-\frac{\gamma}{\beta}\right){}^{t}\dot{\mathbf{U}} + \left(1-\frac{\gamma}{2\beta}\right){}^{t}\ddot{\mathbf{U}}\Delta t \qquad (51)$$

Die Ausdrücke für die Verschiebungen, die Geschwindigkeiten und Beschleunigungen zur Zeit $t+\Delta t$ aus den Gleichungen (46), (51) und (50) können in die Differentialgleichung (45) eingesetzt werden, die dann für die einzig verbleibende Unbekannte $\Delta\mathbf{U}^{i}$ gelöst werden kann:

$$\left({}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^{i-1} + \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C}\right)\Delta\mathbf{U}^i = {}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i-1} - \mathbf{M}\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}({}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i-1} - {}^{t}\mathbf{U}) - \frac{1}{\beta\Delta t}{}^{t}\dot{\mathbf{U}} - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right){}^{t}\ddot{\mathbf{U}}\right] - \mathbf{C}\left[\frac{\gamma}{\beta\Delta t}({}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i-1} - {}^{t}\mathbf{U}) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right){}^{t}\dot{\mathbf{U}} + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right){}^{t}\ddot{\mathbf{U}}\Delta t\right] \quad (52)$$

oder in kompakter Form:

$${}^{t+\Delta t}\tilde{\mathbf{K}}_T^{i-1}\Delta\mathbf{U}^i = {}^{t+\Delta t}\Delta\tilde{\mathbf{R}}^{i-1} \quad (53)$$

Gleichung (53) entspricht genau Gleichung (31) und wird ebenfalls anhand des Newton-Raphson Verfahrens iterativ gelöst.

Im Rahmen dynamischer Berechnungen berücksichtigen typische Konvergenzkriterien auch die Massenträgheitskräfte und allfälligen Dämpfungskräfte.

Mögliche, oft verwendete Konvergenzkriterien sind:

$$\frac{\left\|{}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i-1} - \mathbf{M}\,{}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{U}}^{i-1} - \mathbf{C}\,{}^{t+\Delta t}\dot{\mathbf{U}}^{i-1}\right\|}{\mathrm{RNORM}} \le \varepsilon_F \quad (54)$$

$$\frac{(\Delta\mathbf{U}^i)^T({}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i-1} - \mathbf{M}\,{}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{U}}^{i-1} - \mathbf{C}\,{}^{t+\Delta t}\dot{\mathbf{U}}^{i-1})}{(\Delta\mathbf{U}^1)^T({}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t}\mathbf{F} - \mathbf{M}\,{}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{U}} - \mathbf{C}\,{}^{t}\dot{\mathbf{U}})} \le \varepsilon_E \quad (55)$$

wobei

$$\mathrm{RNORM} = \sum m_{ij} \cdot g \quad (56)$$

angenommen wird.

Auch im dynamischen Fall sind andere Konvergenzkriterien möglich und eine entsprechende Diskussion ist ebenfalls in [Bat96] zu finden.

Bemerkungen zu den Lösungsalgorithmen

- Im Gegensatz zu den Analysen von elastischen Systemen, werden Analysen von inelastischen Systemen oft unterbrochen, bevor der eigentlich erwünschte Belastungs- oder Verformungszustand erreicht wird.
  - Diese Situation äussert sich durch die fehlende Konvergenz des Iterationsvorgangs innerhalb eines Zeitschritts.
- Typische mögliche Ursachen fehlender Konvergenz
  - Die Konvergenztoleranzen wurden zu eng oder zu lose gewählt;
  - Die Einstellung der Parameter des Lösungsalgorithmus sind ungeeignet;
  - Der Lösungsalgorithmus ist ungeeignet.
    Typisches Beispiel: Wenn keine speziellen Vorkehrungen getroffen werden, sind die Algorithmen der Newton Familie nicht in der Lage Systeme zu lösen, bei welchen eine globale Entfestigung stattfindet;
  - Die lokalen Verformungen bei den inelastischen Elementen sind zu gross und die dabei berechneten Knotenkräfte sind unsinnig.
    Typisches Beispiel: Faserelemente, die zu kurz sind (siehe Diskussion zum Abschnitt 2.3.3 auf Seite 114).
- Bei den meisten Computerprogrammen wird von der Benützerin oder dem Benutzer nicht explizit verlangt, den Lösungsalgorithmus und die zugehörigen Parameter zu wählen, sondern die Berechnungen werden anhand vordefinierter Standardeinstellungen durchgeführt.
- Vor allem beim frühzeitigen Unterbruch des Berechnungsvorgangs ist es aber wichtig, die Einstellungsmöglichkeiten des Programms zu kennen, um möglicherweise Änderungen vorzunehmen.
- In der Regel können folgende Änderungen vorgenommen werden:
  - Die Grösse der Zeitschritte;
  - Die Wahl des Lösungsalgorithmus;

  - Bei den Algorithmen der Newton-Familie, wie oft die Tangentensteifigkeitsmatrix neu berechnet werden soll;
  - Die Anzahl Iterationen innerhalb eines Zeitschritts;
  - Die Konvergenzkriterien;
  - Die Toleranzen, die bei den verschiedenen Konvergenzkriterien anzuwenden sind.
- Neben den Verfahren von Newmark, stehen zur Zeitintegration der Bewegungsgleichung (45) viele andere Algorithmen zur Verfügung ("Houbolt Methode", "Wilson θ Methode", "α-Methode", usw.). Diese Methoden sind ausführlich in [Bat96] beschrieben.
  Die "α-Methode" erlaubt in der Lösung zusätzliche numerische Dämpfung einzuführen, was günstig sein kann (siehe Abschnitt 2.3.7). Die "α-Methode" ist ausführlich in [HHT77] beschrieben.
- Wahl der Grösse des Zeitschritts Δt bei **statischen** Berechnungen
  - Bei statischen Berechnungen hat die Zeit t keine physikalische Bedeutung. Aus diesem Grund kann im Prinzip die Grösse des Zeitschritts Δt beliebig gewählt werden.
  - Solange der Algorithmus konvergiert, und der Verlauf der äusseren Lasten richtig erfasst ist, spielt die Grösse des Zeitschritts Δt eine untergeordnete Rolle auf die Genauigkeit der Resultate.
  - Wenn geometrische Nichtlinearitäten betrachtet werden oder wenn die Materialeigenschaften Funktion der Verzerrungsgeschichte sind, dann soll aber auch bei statischen Berechnungen die Grösse des Zeitschritts sorgfältig gewählt werden, um keine falschen Resultate zu bekommen.
  - Die Zeitschrittlänge beeinflusst das Konvergenzverhalten des Algorithmus: für kleine Δt konvergiert der Algorithmus schneller, es sind aber mehr Schritte notwendig.
  - Zeitschritte mit variabler Länge können vorteilhaft sein. Ist das system elastisch oder annährend elastisch, dann können grosse

  Zeitschritte gewählt werden. Ist das System nahe an seiner Traglast, dann sollten kleinere Zeitschritte gewählt werden.
  - Bei gewissen Computerprogrammen (siehe zum Beispiel [HKS03]) wird die Länge des Zeitschritts innerhalb von einen gegebenen Bereich vom Programm selber festgelegt in Abhängigkeit der Konvergenz des Zeitschritts und der dafür notwendigen Iterationen.
- Wahl der Grösse des Zeitschritts Δt bei **dynamischen** Berechnungen
  - Ziel von dynamischen Berechnungen ist die Erfüllung der Bewegungsdifferentialgleichung (45) zwischen der Zeit t und der Zeit $t + \Delta t$. Aus diesem Grund spielt die Wahl der Zeitschrittlänge Δt immer eine entscheidende Rolle bei der Genauigkeit der Lösung.
  - Die Genauigkeit der Integration der Bewegungsdifferentialgleichung (45) ist vom gewählten Zeitintegrationsalgorithmus und vom Verhältnis

    $$\frac{\Delta t}{T_n} \tag{57}$$

    abhängig. Wobei T_n die Eigenperioden des Systems sind. Um die Bewegungskomponenten von hohen Eigenschwingungen korrekt zu erfassen, muss die Zeitschrittlänge Δt daher reduziert werden.
  - Bei gewissen Zeitintegrationsalgorithmen kann der Algorithmus instabil werden, wenn die Zeitschrittlänge Δt zu gross ist.
  - Eine vertiefte Diskussion zur Genauigkeit von Zeitintegrationsalgorithmen und über sogenannte "bedingt stabile" Algorithmen ist in [Bat96] zu finden.
  - Beispiel: Der Zeitintegrationsalgorithmus von Newmark mit $\gamma = 1\ 2$ und $\beta = 1\ 6$ (Lineare Variation der Beschleunigung im Zeitschritt, siehe "Erdbebensicherung von Bauwerken I", Abschnitt 3.1) ist nur stabil wenn

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0.551 \tag{58}$$

für alle Eigenperioden T_n des Systems. Bei einem System mit mehreren Freiheitgraden sind vor allem die oberen Eingenschwingungen problematisch, und es könnten deshalb im Zusammenhang mit diesem Algorithmus sehr kleine Zeitschritte erforderlich sein.

- Aus diesem Grund wird im Erdbebeningenieurwesen eher der "unbedingt stabile" Zeitintegrationsalgorithmus von Newmark mit $\gamma = 1\ 2$ und $\beta = 1\ 4$ verwendet.

2.3.6 Berücksichtigung von geometrischen Nichtlinearitäten

Im Rahmen der geometrischen Nichtlinearitäten werden im Erdbebeningenieurwesen folgende Effekte berücksichtigt:

- Einfluss der im Stabelement vorhandenen initialen Spannungen (Effekte 2. Ordnung)
- Einfluss grosser Elementrotationen

Beide geometrischen Nichtlinearitäten sind voneinander unabhängig und sind ebenfalls von allfälligen materialbedingten Nichtlinearitäten unabhängig.

Die geometrische Form des Stabelements bleibt, trotzt grosser Elementrotationen, erhalten, sodass nur infinitesimale Elementverzerrungen berücksichtigt werden müssen.

Initiale Spannungen

Der Einfluss initialer Spannungen wird mit Hilfe der geometrischen Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_G$ berücksichtigt. Bei Stabelementen besteht die initiale Spannung aus der Normalkraft ${}^{t+\Delta t}N^i$, die entlang des Elements konstant ist. Diese Normalkraft erzeugt infolge der Elementverschiebungen zusätzliche Kräfte. Diese sind Ablenkkräfte, die nicht aus einer Änderung des Spannungszustandes im Element erzeugt werden, sondern die einzig aus der Änderung der Wirkungsrichtung der Normalkraft resultieren.

Um den Einfluss initialer Spannungen zu berücksichtigen, wird die Gleichsgewichtsbedingung auf Niveau der Elemente folgendermassen aufgestellt:

$$(\mathbf{K}_T^{(m)} + \mathbf{K}_G^{(m)})\Delta\mathbf{U}^{(m)} = \Delta\mathbf{F}^{(m)} \tag{59}$$

Die geometrische Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_G$ für ebene Balkenelemente ist in Gleichung (65) angegeben. Dazu ist zu bemerken, dass Gleichung (66) eine Näherung für $\mathbf{K}_G$ darstellt, die auf der Annahme beruht, dass das Balkenelement keine Biegeverformung aufweist.

Die Verformungen entlang eines Elements sind meistens durch kubische Polynome approximiert, deshalb kann die Krümmung entlang des Elements nur linear variieren. Bei stark plastifizierenden Stahlbetonbauteilen ist aber die Krümmungsverteilung stark nichtlinear, deshalb muss das betrachtete System mit vielen kurzen Elementen diskretisiert werden. Aus diesem Grund ist die Anwendung der Näherungsformel (66) zur Bestimmung von $\mathbf{K}_G$ gerechtfertigt.

Die Herleitung der Koeffizienten der geometrischen Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_G$ ist sowohl in [Prz85] als auch in [And93] ausführlich beschrieben.

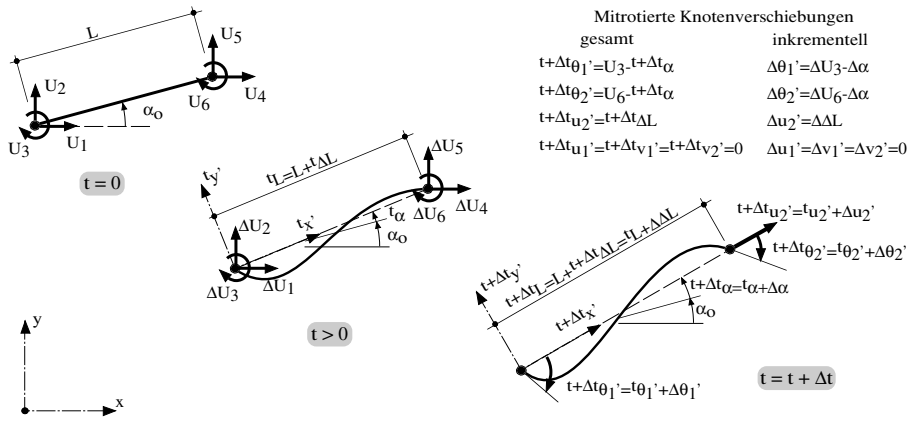
Grosse Element-Verschiebungen und -Rotationen

Die Hauptaufgabe bei der Erfassung grosser Element-Verschiebungen und -Rotationen besteht darin, die Starrkörperbewegungen des Elements herauszufiltern. D.h. es soll gewährleistet werden, dass Starrkörperbewegungen keine Spannungen im Element erzeugen.

Die Methode der korotierten Koordinaten, die in [AEM86] ausführlich beschrieben wird, erreicht dies durch die Definition eines lokalen x'-y'-Koordinatensystems, das mit dem Element bei jeder Gleichgewichtsiteration i innerhalb eines Zeitschritts Δt mitverschoben und mitrotiert wird.

Das x'-y'-Koordinatensystem ist im Bild auf Seite 146 dargestellt und wird so definiert, dass die Anfangs- und Endknoten des Elements immer auf der x'-Achse liegen, und dass der Koordinatennullpunkt beim Anfangsknoten liegt. Im mitrotierten x'-y'-Koordinatensystem erzeugen nur die relativen Knotenverschiebungen die Spannungen im Element.

Deshalb werden gemäss dem Bild auf Seite 146 aus den globalen Knotenverschiebungen ${}^{t+\Delta t}U^i$ bzw. ${}^{t+\Delta t}\Delta U^i$ die entsprechenden mitrotierten lokalen Knotenverschiebungen ${}^{t+\Delta t}U'^{(m)i}$ bzw. ${}^{t+\Delta t}\Delta U'^{(m)i}$ berechnet.



Stabelement mit korotierten lokalen Koordinaten nach [AEM 86]

Die Methode der korotierten Koordinaten hat gegenüber anderen Formulierungen, wie z.B die von Lagrange [BB79], den entscheidenden Vorteil, dass die Elementmatrizen und Elementknotenkräfte zuerst wie im linearen Fall im mitrotierten x'-y'-Koordinatensystem bestimmt werden. Erst danach werden sie anhand der Rotationsmatrix ${}^{t+\Delta t}\mathbf{T}^i$ ins globale Koordinatensystem gedreht, um die System-Gleichgewichtsbedingung zu überprüfen.

Implementierung der geometrischen Nichtlinearitäten

In der Folge wird kurz erläutert, wie die Berücksichtigung von initialen Spannungen und grossen Verformungen in Finite Elemente Programmen bei statischen Analysen und steifigkeitsformulierten Faserelementen implementiert werden kann.

Es ist zu bemerken, dass der Verschiebungsvektor zur Zeit $t+\Delta t$ anhand der Gleichungen (60) und (67) inkrementell bestimmt wird.

Die System-Gleichgewichtsbedingung wird hingegen anhand von Gleichung (73) mit den gesamten Kräften überprüft.

Bei jedem Zeitschritt Δt werden folgende Schritte durchgeführt:

1) Beginn der Newton-Raphson Iteration

2) Berechnung des Verschiebungsinkrements ${}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{U}^{i}$

$$({}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_{T}^{i-1} + {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_{G}^{i-1})\,{}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{U}^{i} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i-1} \tag{60}$$

3) Aktualisierung der Rotationsmatrix ${}^{t+\Delta t}\mathbf{T}^{(m)i}$ und Berechnung der lokalen Verschiebungsinkremente ${}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{U}'^{(m)i}$ im mitrotierten x'-y'-Koordinatensystem

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{T}^{(m)i} = \begin{bmatrix} c & s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s & c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{61}$$

mit $c = \cos(\alpha_o + {}^{t+\Delta t}\alpha^{i})$ und $s = \sin(\alpha_o + {}^{t+\Delta t}\alpha^{i})$

$${}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{U}'^{(m)i} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & {}^{t+\Delta t}\Delta U_3{}^{i} - {}^{t+\Delta t}\Delta\alpha^{i} & {}^{t+\Delta t}\Delta\Delta L^{i} & 0 & {}^{t+\Delta t}\Delta U_6{}^{i} - {}^{t+\Delta t}\Delta\alpha^{i} \end{bmatrix} \tag{62}$$

Dabei sind $\Delta\alpha^{i}$ und $\Delta\Delta L^{i}$ im Bild auf Seite 146 dargestellt

4) Berechnung der Dehnungsinkremente ${}^{t+\Delta t}\Delta\varepsilon^{i}$ im Element

$${}^{t+\Delta t}\Delta\varepsilon^{i} = \mathbf{B}^{(m)}\,{}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{U}'^{(m)i} \tag{63}$$

5) Bestimmung des totalen Spannungsinkrements ${}^{t+\Delta t}\Delta\sigma$ im Zeitschritt Δt aus den Materialgesetzen von Abschnitt 2.3.2 infolge des totalen Dehnungsinkrements $\sum {}^{t+\Delta t}\Delta\varepsilon^{i}$ im Zeitschritt.

6) Berechnung der totalen Spannungen im Element

$${}^{t+\Delta t}\sigma = {}^{t}\sigma + {}^{t+\Delta t}\Delta\sigma \tag{64}$$

7) Berechnung der Normalkraft ${}^{t+\Delta t}N^{i}$ mittels Integration der totalen Spannungen ${}^{t+\Delta t}\sigma$ im Element

8) Aktualisierung der geometrischen Steifigkeitsmatrix der Elemente ${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}'^{(m)i}_{G}$

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}'^{(m)i}_{G} = \frac{{}^{t+\Delta t}N^{i}}{L}\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & \frac{2L^{2}}{15} & \frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & \frac{2L^{2}}{15} & 0 & \frac{-L}{10} & \frac{-L^{2}}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-6}{5} & \frac{-L}{10} & 0 & \frac{6}{5} & \frac{-L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & \frac{-L^{2}}{30} & 0 & \frac{-L}{10} & \frac{2L^{2}}{15} \end{bmatrix} \tag{65}$$

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}'^{(m)i}_{G} \approx \frac{{}^{t+\Delta t}N^{i}}{L}\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{66}$$

9) Aktualisierung des gesamten Verschiebungsvektors ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i}$

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{i-1} + {}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{U}^{i} \tag{67}$$

10) Berechnung der lokalen totalen Verschiebungen ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}'^{(m)i}$ im mitrotierten x'-y'-Koordinatensystem

$$ {}^{t+\Delta t}\mathbf{U}'^{(m)i} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & {}^{t+\Delta t}U_3^{\,i} - {}^{t+\Delta t}\alpha^{i} & {}^{t+\Delta t}\Delta L^{i} & 0 & {}^{t+\Delta t}U_6^{\,i} - {}^{t+\Delta t}\alpha^{i} \end{bmatrix} \quad (68) $$

11) Berechnung der Elementknotenkräfte, zuerst im mitrotierten x'-y'-Koordinatensystem (${}^{t+\Delta t}\mathbf{F}'^{(m)i}$), dann im globalen x-y-Koordinatensystem (${}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(m)i}$)

$$ {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}'^{(m)i} = \int_V \mathbf{B}^{(m)T}\, {}^{t+\Delta t}\sigma \, dV + {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}'^{(m)i}_G \, {}^{t+\Delta t}\mathbf{U}'^{(m)i} \quad (69) $$

$$ {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(m)i} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{T}^{(m)i} \, {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}'^{(m)i} \quad (70) $$

12) Berechnung der Systemknotenkräfte ${}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i}$

13) Aktualisierung der linearen Steifigkeitsmatrix ${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^{(m)i}$

$$ {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}'^{(m)i}_T = \int_V \mathbf{B}^{(m)T}\, {}^{t+\Delta t}\mathbf{D}^{i}\, \mathbf{B}^{(m)} dV \quad (71) $$

$$ {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(m)i}_T = {}^{t+\Delta t}\mathbf{T}^{(m)iT} \, {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}'^{(m)i}_T \, {}^{t+\Delta t}\mathbf{T}^{(m)i} \quad (72) $$

14) Berechnung der Systemsteifigkeitsmatrizen ${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^{i}$ und ${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_G^{i}$

15) Ende der Newton-Raphson Iteration falls

$$ \frac{{}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{U}^{iT}({}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{i-1})}{{}^{t+\Delta t}\Delta\mathbf{U}^{1T}({}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t}\mathbf{F})} \le \varepsilon_E \quad (73) $$

sonst Schritte 2) bis 14) wiederholen bis Gleichung (73) erfüllt ist.

Am Anfang eines Zeitschritts wird die Newton-Raphson Iteration mit den Matrizen und den Vektoren gestartet, die am Ende des vorherigen Zeitschritts bestimmt wurden, d.h:

$$ {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^{0} = {}^{t}\mathbf{K}_T, \; {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_G^{0} = {}^{t}\mathbf{K}_G, \; {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{0} = {}^{t}\mathbf{F} \quad (74) $$

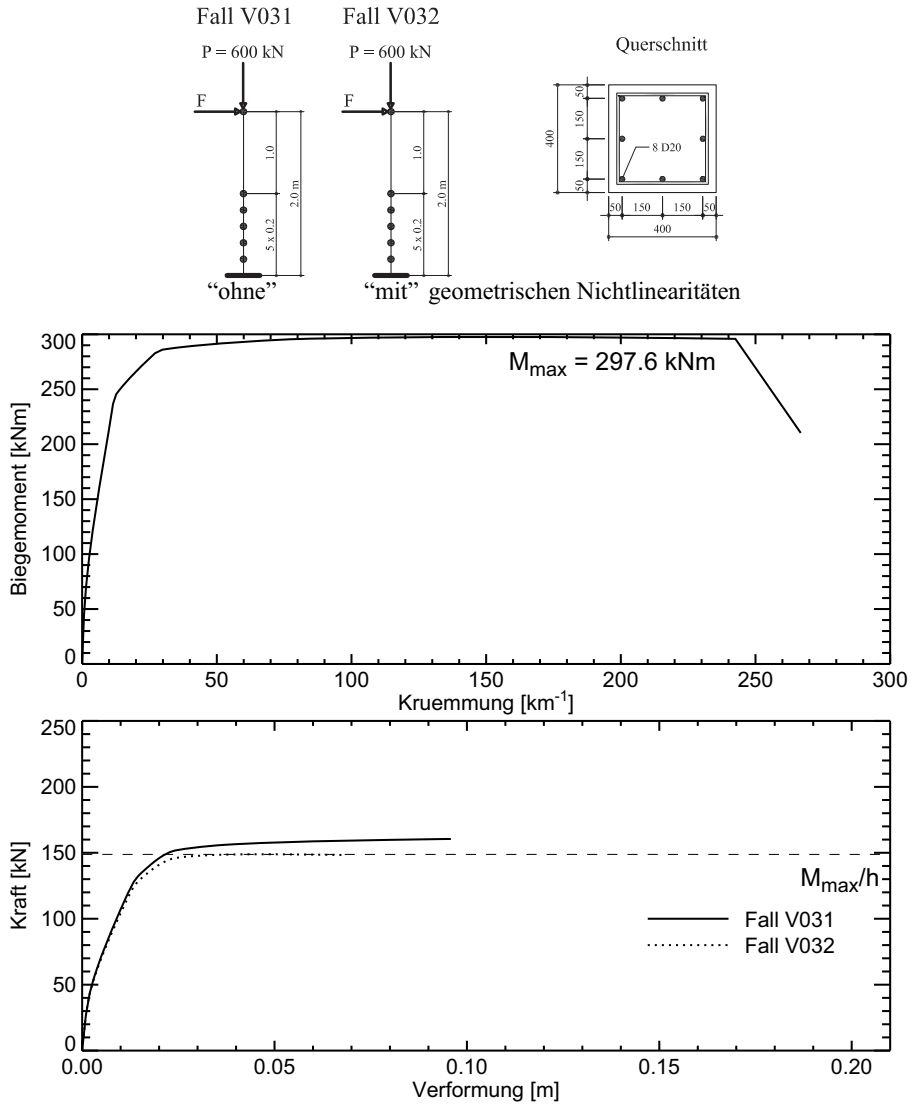
Bemerkungen zu den geometrischen Nichtlinearitäten

- Geometrische Nichtlinearitäten können das Verhalten eines Tragwerks massgeblich beeinflussen. Aus diesem Grund ist es wichtig genau zu wissen, welche und wie geometrische Nichtlinearitäten in einem Computerprogramm berücksichtigt werden.
  - Beispiel: In "Seismostruct" [Sei07] werden bei jeder Berechnung sowohl initiale Spannungen als auch grosse Element-Verschiebungen und Rotationen berücksichtigt. Es ist gar nicht möglich eine Berechnung ohne diese Eigenschaften durchzuführen.
  - In den meisten Computerprogrammen ist es hingegen möglich, frei zu wählen, welche geometrische Nichtlinearitäten zu berücksichtigen sind.
  - Es empfiehlt sich, vor einer Berechnung **mit** geometrischen Nichtlinearitäten, eine **ohne** durchzuführen.
    Ein Vergleich der Resultate erlaubt: (a) Eine Plausibilitätskontrolle und (b) die Beurteilung, ob geometrische Nichtlinearitäten tatsächlich zu berücksichtigen sind.
  - Geometrische Nichtlinearitäten sollen nur berücksichtigt werden, wenn sie tatsächlich massgebend sind. Dies weil sie, (1) die Berechnung der Lösung unnötig verlangsamen, (2) zu einer fehlenden Konvergenz der Berechnung führen können, (3) die Interpretation von Auflagerkräften und Schnittkräften beeinflussen.
- Bei Systemen mit **axialen Zugkräften**, **versteift** die Berücksichtigung von geometrische Nichtlinearitäten das Verhalten des Systems.
- Bei Systemen mit **axialen Druckkräften**, führt die Berücksichtigung von geometrischen Nichtlinearitäten zu einem **weicheren** Systemverhalten.
  - Eine solche Berechnung ist auf Seite 152 dargestellt. Die Auswirkung der geometrischen Nichtlinearitäten ist vor allem bei der plastischen Steifigkeit k_{pl} ersichtlich.

- In machen Fällen kann k_{pl} sogar negativ werden, was sowohl die Konvergenz der Berechnung (Siehe Diskussion zum Abschnitt 2.3.5 auf Seite 140) als auch das tatsächliche Verhalten des Systems massgeblich beeinflusst.
- Systeme mit einer negativen plastischen Steifigkeit k_{pl} zeigen unter Erdbebeneinwirkung wesentlich grössere Antwortverschiebungen im Vergleich zu Systemen mit gleicher elastischer Steifigkeit und auch nur leicht positiver plastischer Steifigkeit k_{pl}.

- Systeme, die typischerweise durch geometrische Nichtlinearitäten spürbar beeinflusst werden, sind **Brückenpfeiler** oder **Rahmentragwerke,** bei welchen grosse axiale Druckkräfte vorhanden sind.

- Vergleichsberechnung Nr. 1:



2.3.7 Dämpfung bei Zeitverlaufsberechnungen

Elastische Systeme

Bei der dynamischen Berechnung von elastischen Systemen mit mehreren Freiheitsgraden wird die Dämpfung meist viskos nach Rayleigh modelliert.

Die System-Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ wird dann gemäss Gleichung (75) als Linearkombination der System-Massenmatrix $\mathbf{M}$ und der System-Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ dargestellt.

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K} \tag{75}$$

Wobei:

$$a_0 = \zeta\frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{und} \quad a_1 = \zeta\frac{2}{\omega_i + \omega_j} \tag{76}$$

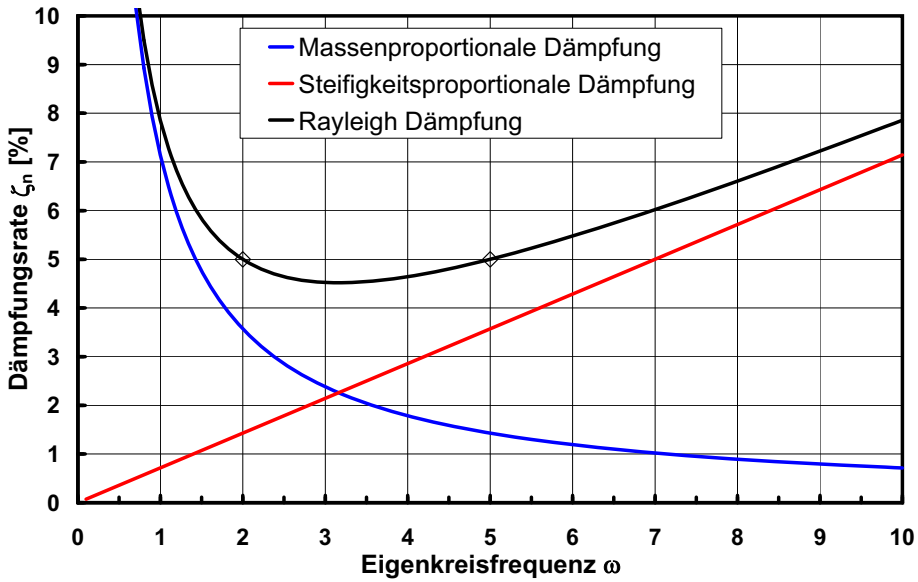
Die Parameter a_0 und a_1 sind dabei so berechnet, dass zwei frei wählbare Eigenschwingungen i und j mit der gleichen Rate ζ gedämpft werden.

Die Dämpfungsrate ζ_n in Funktion der Eigenkreisfrequenz ω_n wird anhand von Gleichung (77) berechnet.

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1}{2}\omega_n \tag{77}$$

Eigenschwingungen mit einer Eigenkreisfrequenz kleiner als ω_i oder grösser als ω_j werden stärker gedämpft, Eigenschwingungen mit einer Frequenz zwischen ω_i und ω_j werden weniger gedämpft. Diese Eigenschaft der Rayleigh-Dämpfung ist im Bild auf Seite 154 zu sehen.

Die Problematik der Dämpfung bei Systemen mit mehreren Freiheitsgraden wurde bereits im Rahmen der Vorlesung “Tragwerksdynamik und Schwingungsprobleme ([Daz06])” diskutiert. Ausserdem ist eine detail-



Rayleigh Dämpfung von 5% bei den Eigenkreisfrequenzen ω_1=2 und ω_2=5 rad/s

lierte Abhandlung der Dämpfungsproblematik in [Cho07] sowie in [Bat96] zu finden.

Inelastische Systeme

Strukturen, die während eines Erdbebens inelastischen Verformungen unterworfen sind, weisen mehrere Arten von Dämpfung auf:

1) Hysteretische Dämpfung infolge zyklischer Plastifizierung des Tragwerks
2) Dämpfung infolge Beschädigung von nichttragenden Elementen
3) Dämpfung infolge Energieabstrahlung in den Boden
4) Materialdämpfung der elastisch bleibenden Bauteile
5) ...

Die inelastische Modellierung einer Struktur anhand von Elementen mit verteilter oder konzentrierter Plastizität erfasst automatisch die hysteretische Dämpfung.

Die anderen Arten von Dämpfung müssen separat berücksichtigt werden und aus den üblichen praktischen Gründen werden sie viskos angenommen. Diese Dämpfungsarten sind deshalb in der Bewegungsdifferentialgleichung des Systems mittels der Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ einzuführen.

Es gibt nun verschiedene Möglichkeiten die Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ zu definieren. Einige wichtige davon werden in der Folge kurz diskutiert.

1) Berechnung der Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ als Rayleigh-Dämpfung gemäss Gleichung (75) mit Verwendung der initialen, elastischen System-Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_{el}$.
   Da aber im Laufe der Zeitverlaufsberechnung die Steifigkeit des inelastischen Systems immer kleiner wird, die Dämpfungskräfte in der Simulation aber konstant bleiben, sind letztere im Verhältnis viel zu gross und führen zu unglaubwürdigen oder falschen Resultaten.

2) Berechnung der Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ als Rayleigh Dämpfung gemäss Gleichung (75) mit Verwendung der Tangentensteifigkeitsmatrix des Systems $\mathbf{K}_T$. Mit dieser Lösung werden die Probleme aus Punkt 1) vermieden, die Berechnungszeiten werden aber länger. Im Rahmen dieser Lösung gibt es zwei Varianten:
   - Die neue Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ wird nur ein Mal am Anfang jedes Zeitschritts anhand der Tangentensteifigkeitsmatrix ${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^0$ bestimmt.
   - Die neue Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ wird bei jeder Iteration anhand der Tangentensteifigkeitsmatrix ${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_T^{i-1}$ bestimmt.
     Von dieser letzten Möglichkeit ist eher abzuraten, weil sie zu Konvergenzschwierigkeiten führen kann und weil die Berechnungszeiten deutlich länger werden.

3) Berechnung der Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ als Linearkombination der System-Massenmatrix $\mathbf{M}$ und der Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_{el}$ der Elemente, die elastisch bleiben (siehe Gleichung (78)).
   Bei Tragwerken, die grossen inelastischen Verformungen unterworfen sind, haben elastisch bleibende Elemente oft eine nur kleine Steifigkeit, sodass die resultierende Dämpfungsmatrix annährend massenproportional ist (Siehe Punkt 4).
   Faserelemente verhalten sich bereits bei kleinen Verformungen inelastisch. Falls solche Elemente zur Modellierung des Tragwerks verwendet werden, ist es schwierig festzulegen, welche noch als elastisch betrachtet werden können.

$$\mathbf{K}_{el} = \sum_{m=1}^{n_{el}} \mathbf{K}_{el}^{(m)} \tag{78}$$

4) Berechnung der Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ als massenproportionale Dämpfung gemäss Gleichung (79).
   Diese Variante hat den Nachteil, dass die unteren Eigenschwingungen gut gedämpft werden, die oberen hingegen kaum. Dies führt zu einer übergrossen Auswirkung der oberen Eigenschwingungen auf das Systemverhalten und gegebenfalls zu numerischen Problemen.

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} \text{ mit } a_0 = 2\zeta_i\omega_i \tag{79}$$

5) Berechnung der Dämpfungsmatrix $\mathbf{C}$ als massenproportionale Dämpfung gemäss Gleichung (79).
   Um die Probleme aus Punkt 4) zu entschärfen, sollen aber die oberen Eigenformen mit numerischer Dämpfung aus dem Zeitintegrationsalgorithmus gedämpft werden.
   Dieses Verfahren ist nur mit einem dissipativen Algorithmus wie der α-Methode möglich (siehe [HHT77]).

Bemerkungen zur Dämpfung

- Wie “nicht-hysteretische” Dämpfung bei inelastischen Zeitverlaufsberechnungen modelliert wird, ist eines der am heftigsten diskutierten Themen im Erdbebeningenieurwesen. Eine abschliessende Empfehlung ist deshalb unmöglich.
- Die Modellierung, die (momentan) am sinnvollsten erscheint, ist die, die unter Punkt 2) aufgeführt ist.
- **Es empfiehlt sich aber, den Einfluss von verschiedenen Dämpfungsmodellen auf die Antwort des Systems zu untersuchen.**
- Zur Berechnung der Parameter a_0 und a_1 müssen einerseits die zwei Eigenschwingungen i und j sowie deren Eigenkreisfrequenzen ω_i und ω_j festgelegt werden.
  - Bei der Wahl der Eigenschwingungen empfiehlt es sich, diejenigen auszuwählen, die den grössten Beitrag zur Gesamtantwort liefern.
  - Für die Abschätzung der Eigenkreisfrequenzen wird empfohlen, Steifigkeiten des gerissenen Zustands zu verwenden.
  - Die Abschätzung von solchen “gerissenen” Eigenkreisfrequenzen erfordert bei Modellen mit Faserelementen einiges an Überlegungen und Sorgfalt. Eine einfache Modalanalyse des Modells liefert die “ungerissenen” Eigenkreisfrequenzen, und es muss dann überlegt werden, wie diese reduziert werden können, um der Rissebildung Rechnung zu tragen.
- Um konservative Ergebnisse in Bezug auf die Antwortbewegungsgrössen zu erhalten, ist es auch denkbar, die “nicht-hysteretische” Dämpfung zu vernachlässigen.

Erdbebensicherung von Bauwerken II *HS 08*

3. Seismisches Verhalten von unbewehrten Mauerwerk

Inhalt

1) Seismisches Verhalten aus der Ebene
   - Stockwerksamplifikation
   - Verhalten von Mauerwerkswände aus der Ebene
   - Schlankheitsbegrenzung
   - Bemerkungen zum Verhalten aus der Ebene
2) Seismisches Verhalten in der Ebene
   - Versagensmechanismen
   - Kraft-Verformungs-Beziehungen einer unbewehrten Mauerwerkswand
   - Traglast von Mauerwerkswände anhand der Plastizitätstheorie

Referenzen zum Thema: Seismischen Verhalten von unbewehrten Mauerwerk

- Textbücher

[Bac97] Bachmann H.: ”Hochbau für Ingenieure”. 2. überarbeitete Auflage. Vdf Verlag, Zürich, 1997.

[DHB99] Drysdale R, Hamid A, Baker L: “Masonry Structures: Behavior and Design”. Second Edition. The Masonry Society, Boulder, Colorado, 1999.

[PCK07] Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ: “Displacement-Based Seismic Design of Structures”. IUSS Press, 2007.

[PP92] Paulay T., Priestley M.J.N: “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. John Wiley & Sons, 1992.

[Tom99] Tomazevic M.: “Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings”. ISBN 1-86094-066-8. Imperial College Press, 1999.

[ZSS99] Zimmerli B., Schwartz J. and Schwegler G.: "Mauerwerk: Bemessung und Konstruktion". Birkhäuser Verlag, Basel, 1999.

- Normen, Kommentaren und Bemessungsbeispiele

[CEN03] Comité Européen de Normalisation: “Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten”. prEN 1998-1:2003, Brussels, 2003.

[CEN04] Comité Européen de Normalisation: "Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk". prEN 1996-1:2004, Brussels, 2004.

[CEN05] Comité Européen de Normalisation: “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”, prEN 1998-3:2005, Brussels, 2005.

[LM06] Lestuzzi P., Mittat X.: “Mauerwerk : Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft. Tragwiderstand parallel zur Wandebene: Numerische Beispiele”. EPFL, CREALP, BAFU, 2006. Online bei: http://www.bafu.admin.ch/naturgefahren/01923/01953/index.html?lang=de

[MS06] Mojsilovic N., Schwartz J.: “Swiss Masonry Code Design Charts for Shear Walls”. 7th International Masonry Conference, The British Masonry Society, London, Oct.30-Nov.01, 2006, V. 10, Nov. 2006, CD-ROM, Paper No. 89.

[SIA03a] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: “Einwirkung auf Tragwerken”. Schweizer Norm SIA 261. Zürich 2003.

[SIA03b] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: “Mauerwerk”. Schweizer Norm SIA 266. Zürich 2003.

[SIA03c] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: “Mauerwerk - Einführung in die Norm SIA 266”. SIA Dokumentation D0186. Zürich 2003.

[SIA04a] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: "Mauerwerk - Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266”. SIA Dokumentation D0196. Zürich 2003.

[SIA04b] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: “Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben”. Merkblatt SIA 2018. Zürich 2004.

[SIA05] Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein: “Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben - Einführung in das Merkblatt SIA 2018”. SIA Dokumentation D0211. Zürich 2005.

- Weitere wichtige wissenschaftliche Beiträge

[Doh+02] Doherty K., Griffith M.C., Lam N., Wilson J.: “Displacement-based Seismic Analysis for out-of-plane Bending of Unreinforced Masonry Walls”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 31, pp. 833-850, 2002.

[Gal+04] Galasco A., Lagomarsino S., Penna A. and Resemini S.: “Non-Linear Analysis of Masonry Structures”. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 843. Vancouver, 2004.

[Gan85] Ganz H.R.: “Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub”. IBK Bericht Nr. 148. Birkhäuser Verlag, Basel, 1985.

[GT84] Ganz H.R., Thürlimann B.: “Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft”. IBK Bericht Nr. 7502-4. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1984.

[KM05] Konstantinidis D., Makris N.: “Seismic response Analysis of multidrum classical columns”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 34, pp. 1243-1270, 2005.

[Lan02] Lang K.: “Seismic Vulnerability of Existing Buildings”. IBK Report No. 273. IBK-ETHZ, March, 2002.

[Mag00] Magenes G.: “A Method for Pushover Analysis in Seismic Assessment of Masonry Buildings”. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 1866. Auckland, 2000.

[MC97] Magenes G., Calvi G.M.: “In-plane seismic response of brick masonry walls”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 26, pp. 1091-1112, 1997.

[MD98] Magenes G., Della Fontana A.: “Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings”. Proceedings of the British Masonry Society, Vol. 8, October 1998.

[MG07] Magenes G., Griffith, M.C.: “Seismic Design and Assessment of Masonry Structures”. Classnotes to the course given at the ROSE School, Pavia, 2007.

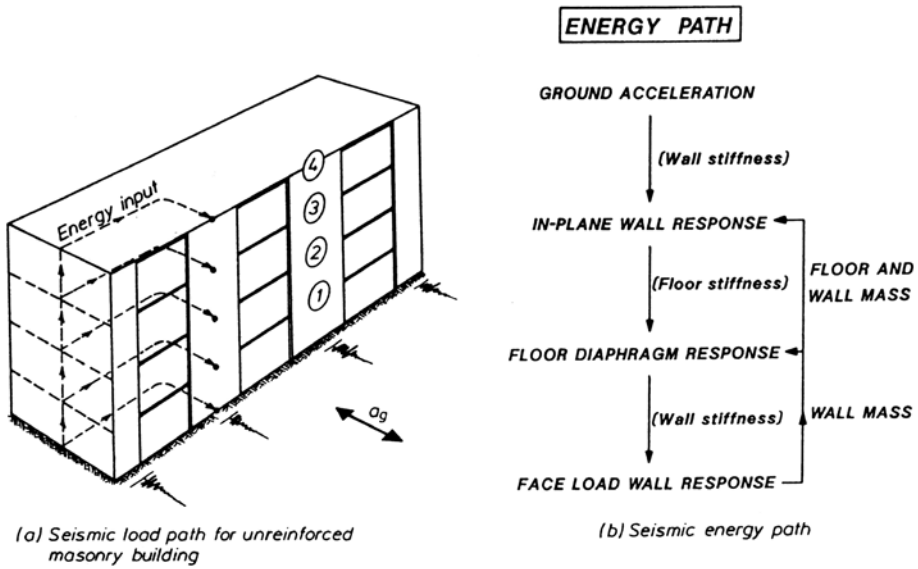
Erdbebensicherung von Bauwerken II *HS 08*

3.1 Seismisches Verhalten aus der Ebene

"The response of unreinforced masonry walls to out-of-plane seismic excitation is one of the most complex and ill-understood ares of seismic analysis"

Zitat aus [PP92]

3.1.1 Stockwerksamplifikation



(a) Seismic load path for unreinforced masonry building

(b) Seismic energy path

Bild 7.55 aus [PP92]

Die Bodenbewegung $a_g(t)$ wird durch 2 Phänomene modifiziert, bevor es zur Beanspruchung der Mauerwerkswände aus-der-Ebene kommt:

- Schwingung des Tragwerks in-der-Ebene.
- Schwingung der Decken in ihrer Ebene.

In der Regel sind die Schwingungen der Decken in ihrer Ebene eher von untergeordneter Bedeutung, weil:

- Bei modernen Tragwerken sind die Decken aus Stahlbeton und besitzen eine sehr grosse Steifigkeit in ihrer Ebene.
- Vor allem bei Mauerwerksgebäude ist die Anzahl der vertikalen Tragelemente (Wände), die in-der-Ebene wirken, relativ gross, so dass die Decken in ihrer Ebene nur kurze Spannweiten aufweisen.
- Ausnahmen, bei welchen massgebende Schwingungen der Decken auftreten könnten, sind:
  - Stahlbetondecken mit grossen Aussparungen.
  - Stahlbetondecken in einem Stahlbetongebäude, wo ein grosser Abstand zwischen vertikalen Tragelementen vorkommt.
  - Nicht monolithische Decken (z.B. Holzbalkendecken).

Die Schwingungen der vertikalen Tragelemente in-der-Ebene verursachen jedoch i.d.R. eine massgebende Modifizierung der Eigenschaften der Bodenbewegung.

Die Charakterisierung der Eigenschaften der Beanspruchung aus-der-Ebene, der die Wände ausgesetzt sind, kann anhand von sogennanten Stockwerksantwortspektren vorgenommen werden.

Stockwerksantwortspektren

Die Berechnung von Stockwerksantwortspektren wird anhand eines Beispiel kurz diskutiert.

Das betrachtete System ist auf Seite 167 dargestellt. Es handelt sich um ein 4-stöckiges Rahmentragwerk. Die Stockwerksmassen und die Stockwerssteifigkeiten sind in jedem Stockwerk gleich und wurden so gewählt, dass dabei folgende Perioden entstehen:

$$T_1 = 0.500s \; , \; T_2 = 0.174s \; , \; T_3 = 0.113s \; , \; T_4 = 0.092s \qquad (1)$$

Die Berechnung der Stockwerksantwortspektren erfolgt in zwei Schritten:

1) Zuerst werden die Stockwerksbeschleunigungen $a_1(t)$ bis $a_4(t)$ berechnet. Die Berechnung der Stockwerksbeschleunigungen ist bei elastischem oder inelastischem Tragwerksverhalten unterschiedlich (siehe unten).
2) Anschliessend werden die Stockwerksantwortspektren $S_{pa,\,1}(T)$ bis $S_{pa,\,4}(T)$ berechnet. Die Stockwerksantwortspektren können zum Beispiel anhand des Zeitintegrationsverfahrens nach Newmark berechnet werden (Siehe Vorlesung “Erdbebensicherung von Bauwerken I”, Abschnitte 3.1 und 3.2).

Im Falle von **elastischem** Tragwerksverhalten werden die Stockwerksbeschleunigungen bei einem n-Massenschwinger wie folgt berechnet:

- Durchführung einer Modalanalyse zur Bestimmung von Eigenwerte und Eigenvektoren.
- Entkoppelung der n Bewegungsgleichungen des Systems:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \Gamma_n a_g(t) \qquad (2)$$

- Lösung der n Bewegungsgleichungen zum Beispiel anhand des Zeitintegrationsverfahrens nach Newmark.
- Berechnung der Stockwerksbeschleunigungen aus der Summe der Beiträge der n Eigenschwingungen:

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = \sum \ddot{q}_n(t) \cdot \phi_n \qquad (3)$$

Im Falle von **inelastischem** Tragwerksverhalten werden die Stockwerksbeschleunigungen bei einem n-Massenschwinger wie folgt berechnet:

- Das Tragwerk wird mit einem Computerprogramm modelliert und die Stockwerksbeschleunigungen anhand einer nichtlinearen Zeitverlaufsberechnung bestimmt.

Im Rahmen des betrachteten Beispiels wurden insgesamt 3 unterschiedliche Systeme untersucht:

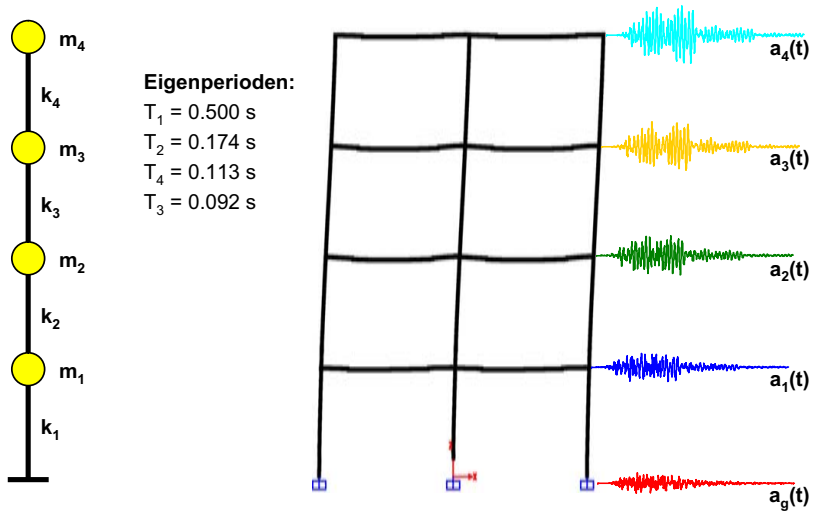
- Ein elastisches System;
- Ein inelastiches System, bei welchem der Widerstand im unteren Stockwerk mit dem Faktor $R_y = 2$ abgemindert wurde;
- Ein inelastiches System, bei welchem der Widerstand im unteren Stockwerk mit dem Faktor $R_y = 4$ abgemindert wurde.

Die entsprechende Stockwerksantwortspektren sind auf den Seiten 167 und 168 dargestellt.

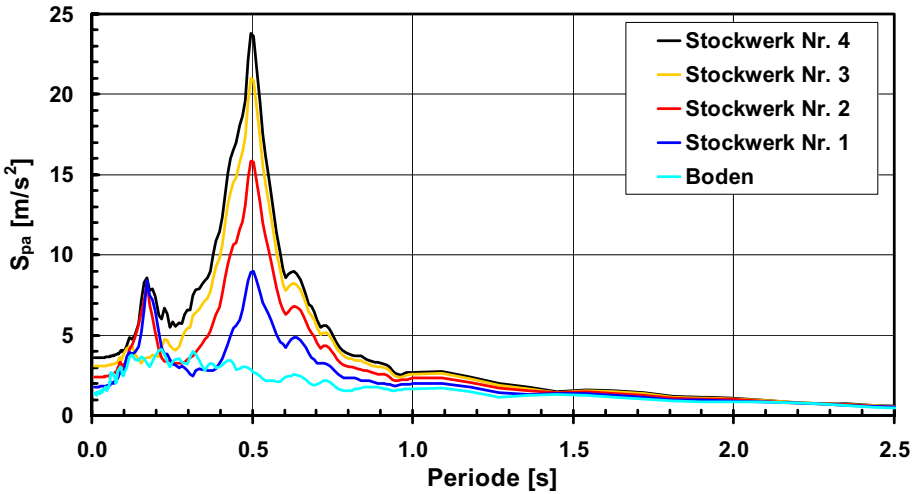
Bemerkungen zu den Stockwerksantwortspektren

- In den oberen Geschossen ist die Stockwerksbeschleunigung typischerweise grösser als in den unteren.
  - Vegleiche diesbezüglich $S_{pa}(T = 0)$ in den verschiedenen Stockwerksantwortspektren.
- In den Stockwerksantwortspektren treten vor allem bei den unteren Eigenperioden des Tragwerks (hier 1. und 2.) klare Resonanzerscheinungen auf.
  - Diese Resonanzerscheinungen sind beim elastischen Tragwerk besonders ausgeprägt und können zu sehr wesentliche Amplifikationsfaktoren führen;
  - Bei inelastischem Tragwerksverhalten sind diese Erscheinungen wesentlich weniger ausgeprägt;
  - In der Regel gilt: Je grösser die inelastischen Verformungen, desto kleiner sind die Resonanzerscheinungen;
- Ähnlich wie die Stockwerksantwortspektren der Pseudo-Beschleunigung S_{pa} können auch die Stockwerksantwortspektren der anderen Bewegungsgrössen (Geschwindigkeit und Verschiebung) berechnet werden.

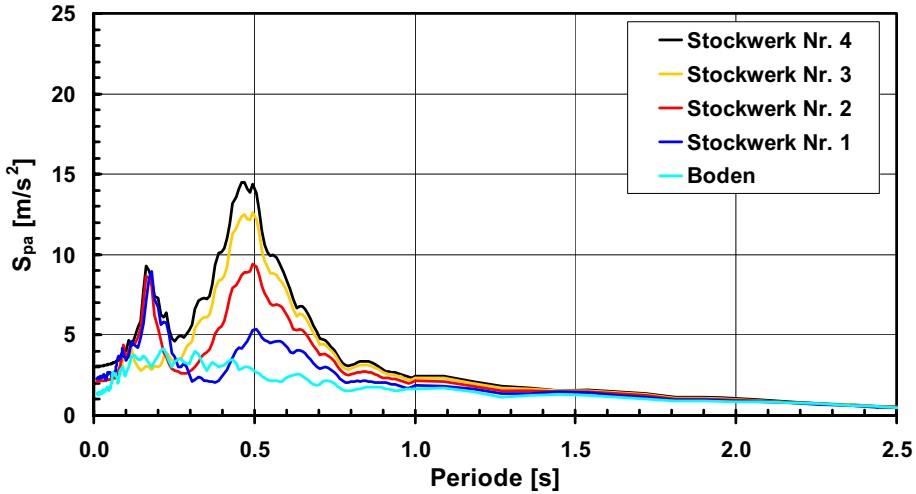
- Betrachtetes System



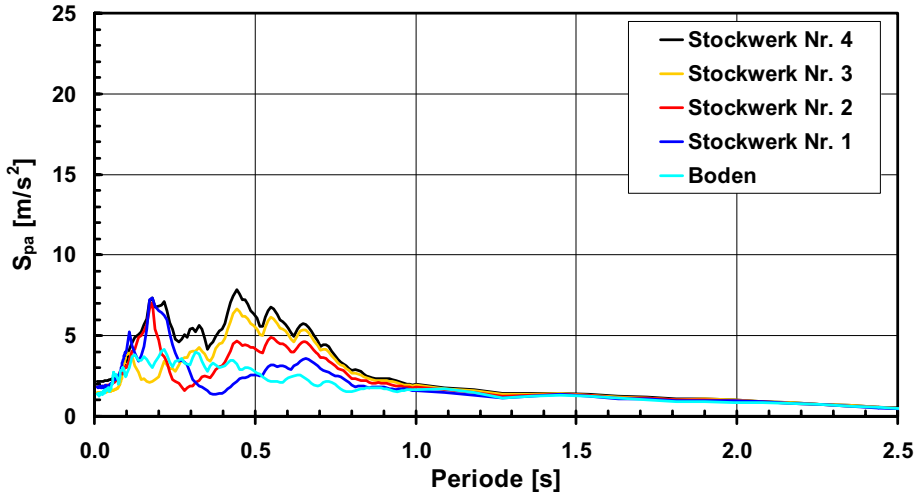
- Elastisches Verhalten des Gebäudes



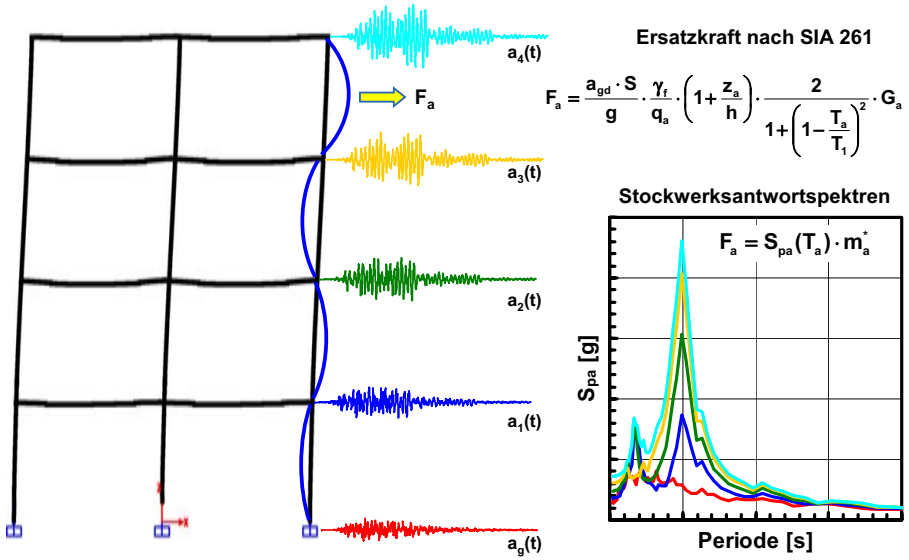
- Inelastisches Verhalten des Gebäudes: R_y = 2 nur im Erdgeschoss



- Inelastisches Verhalten des Gebäudes: R_y = 4 nur im Erdgeschoss



Stockwerksantwort nach der Norm SIA 261

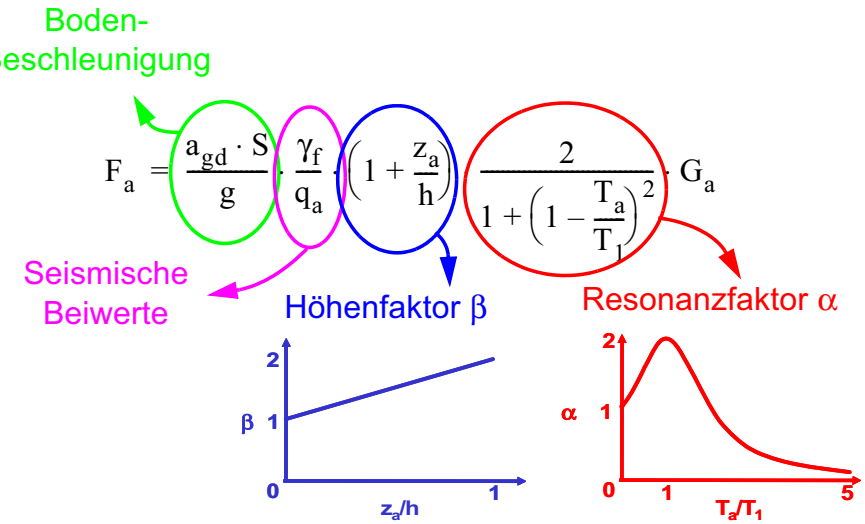


In der Norm werden keine expliziten Angaben zur Berechnung von Stockwerksantwortspektren gegeben.

Im Zusammenhang mit dem seismischen Verhalten von nichttragenden Bauteilen wird aber eine statische Ersatzkraft F_a angegeben, die äquivalent zur auf das Bauteil wirkenden Trägheitskraft $S_{pa} \cdot m^*$ ist. Dabei ist m^* die modale Masse des Bauteils.

Die Gleichung zur Berechnung der statischen Ersatzkraft F_a ist auf Seite 170 angeben. Es ist dabei klar ersichtlich, dass dieser Ansatz versucht, die massgebenden Parameter, die die Stockwerksantwortspektren beeinflussen, zu berücksichtigen.

- SIA 261 Ziffer 16.7.2: Statische Ersatzkraft



γ_f: Bedeutungsfaktor

a_{gd}: Bemessungswert der Bodenbeschleunigung

S: Baugrundparameter

G_a: Eigenlast des nichttragenden Bauteils

z_a: Höhe des nichttragenden Bauteils über dem Fusspunkt des Bauwerks

H: Gesamthöhe des Bauwerks

g: Erdbeschleunigung

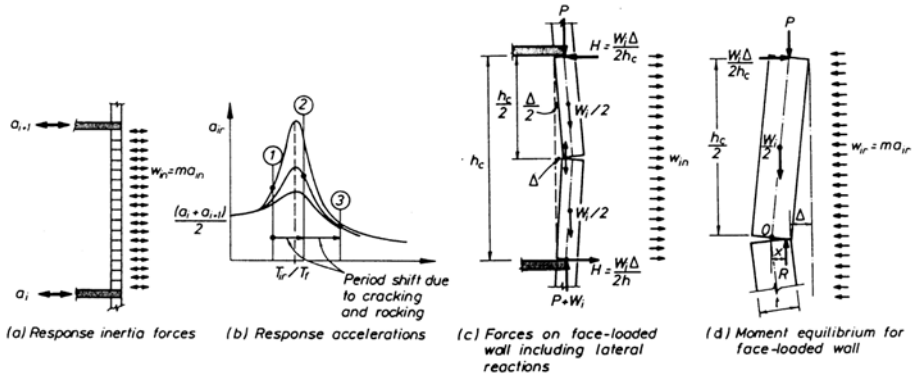
q_a: Verhaltensbeiwert des nichttragenden Bauteils (im Bereich 1.0 bis 2.0, je nach Art des Bauteils und dessen Verankerung)

T_a: Schwingzeit des nichttragenden Bauteils

T_1: Grundschwingzeit des Bauwerks in der betrachteten Richtung

3.1.2 Verhalten von Mauerwerkswände aus der Ebene

Das typische Verhalten von von Mauerwerkswände aus der Ebene ist in diesem Bild nach [PP92] dargestellt.



Verhalten aus-der-Ebene einer unbewehrten Mauerwerkswand. Bild aus [PP92]

Das Verhalten kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Beanspruchung aus-der-Ebene der Wände wird durch die Beschleunigung der Geschossdecken erzeugt (Bild a);
- Die Antwort des schwingenden Systems “Wand aus-der-Ebene” bestimmt, welche Trägheitskräfte auf die Wand schlussendlich wirken (Bild b);
- Diese Trägheitskräfte müssen vom tragenden dynamischen System “Wand aus-der-Ebene” wieder in der Geschossdecken eingeleitet werden (Bild c);
- In der Regel hat Mauerwerk eine eher kleine Zugfestigkeit, die das Reissen der Wand während des Erdbebens nicht verhinden kann. Aus diesem Grund hängt der Widerstand der Wand aus-der-Ebene von der Normalkraft, die in der Wand vorhanden ist, ab (Bild d). Diese Normalkraft besteht aus 3 Anteilen: (i) Dem Eigengewicht der Wand, (ii) der Normalkraft, die aus den oberen Stockwerken kommt, und (iii) einer dynamsichen Komponente der Normalkraft, die aus der Verhinderung der Wandverlängerung während des Schwingvorgangs vorkommt.

- Fazit:

Am meisten gefährdet sind Wände in den oberen Stockwerken, weil dort typischerweise die Antwortbeschleunigung am grössten ist während die Normalkraft am kleinsten ist.

Grösste Einwirkung $\Leftrightarrow$ Kleinster Widerstand

Analytische Modelle für das Verhalten aus-der-Ebene unbewehrter Mauerwerkswände

In der Literatur sind mehrere analytische Modelle zur Erfassung des Verhaltens aus-der-Ebene von unbewehrten Mauerwerkswände vorhanden.

Aus Zeitgründen ist es nicht möglich solche Modelle im Rahmen der Vorlesung zu diskutieren und es wird lediglich auf die entsprechende Literatur verwiesen:

- Modellierung des Wandverhaltens aus-der-Ebene anhand eines äquivalenten Einmassenschwingers nach Priestley ([PP92])
- Modellierung des Wandverhaltens aus-der-Ebene anhand eines äquivalenten Einmassenschwingers nach Doherty ([Doh+02])
- Modellierung des Wandverhaltens aus-der-Ebene anhand eines schaukelnden Systems (“Rocking system”) nach Makris ([KM05])

Es ist dabei zu merken, dass Anhand von solchen Modellen, das Verhalten aus-der-Ebene der Wände nur mit relativ grossen Unsicherheiten erfasst werden kann.

Versuche zum Verhalten aus-der-Ebene unbewehrter Mauerwerkswände

Die Versche wurden in der zweiten Hälfte von 2006 and der ETH durchgeführt und ein entsprechender IBK-Versuchsbericht wird demnächt erscheinen. Hier wird nur ein kurzer Überblick gegeben.

• Versuchseinrichtung und Versuchskörper

Die Versuchseinrichtung ist im Bild unten auf Seite 175 dargestellt.

- Der Versuchskörper (h) war eine unbewehrte Mauerwerkswand. Sie war 2.4 m hoch und 1.2 m breit, die Dicke variierte bei den verschiedenen Versuchskörper zwischen 12.5 und 20 cm.
- Jeder Versuchskörper wurde dynamisch durch einen Beschleunigungszeitverlauf beansprucht. Am Fuss und am Kopf des versuchskörpers wurde der gleiche Beschleunigungsverlauf aufbegracht.
- Am Fuss wurde die Beschleunigung direkt durch den Kolben des ETH-Rütteltischs aufgebracht (a) während am Kopf die Beschleunigung durch eine Abspannvorrichtung (e) aufgebracht wurde, die dem oberen Lager die gleiche Verschiebung wie dem Tisch aufzwang.
- Die Fuss- und die Kopfpunktbeschleunigung entsprachen der Beschleunigung, die im 4^{ten} Stock eines Schweizer Gebäudes in der Erdbebenzone 2, Baugrundklasse E auftreten könnte. Das betrachtete Gebäude hatte eine Grundschwingzeit $T_1 = 0.5\text{s}$.

• Versuchsparameter

Es wurden 6 Versuchskörper gebaut, die insgesammt mehr als 300 dynamischen Versuchen unterworfen wurden. Dabei wurden folgende Parameter untersucht:

- Wanddicke
  Es wurden insgesamt 4 unterschiedlichen Wanddicken, die zu unterschiedlichen Schlankheiten geführt haben, untersucht:

Versuchskörper	W1	W2	W3	W4	W5	W6
Dicke [cm]	15	15	12.5	17.5	20	15
Schlankheit [-]	16	16	19.2	13.7	12	16

- Randbedingungen
  Es wurden insgesamt 6 unterschiedliche Randbedingungen untersucht: (i) Einfach gehalten ohne Normalkraft, (ii) Eingespannt, (iii) Zentrisch vorgespannt, (iv) Exzentrisch vorgespannt, (v) Überkreuzt vorgespannt, (vi) Zentrisch vorgespannt + Drehfeder.
- Normalkraft
  Es wurden verschiedene Niveaus der Normalkraft untersucht. Die durch externe Vorspannung angebrachte Normalkraft ist durch den Faktor Ψ bezeichnet, der wie folgt definiert ist:

$$\Psi = \frac{2 \cdot \text{Wert der externen Vorspannung}}{\text{Gewicht der Wand}} \tag{4}$$

  Es wurden Faktoren Ψ von 1, 2, und 3 untersucht. Die somit angebrachte Normalkraft war sehr klein und soll einen ungünstigen Fall in den oberen Stockwerken eines Gebäudes darstellen.
- Beanspruchung
  Es wurde immer der gleiche Zeitverlauf der Fuss- und Kopfpunktbeschleunigung verwendet. Es wurde aber die Amplitude der Bodenbewegung mit einem Skalierungsfaktor modifiziert, der schlussendlich zwischen 0.2 (20%) und 1.8 (180%) variierte.



Unbewehrte Mauerwerkswand belastet aus ihrer Ebene

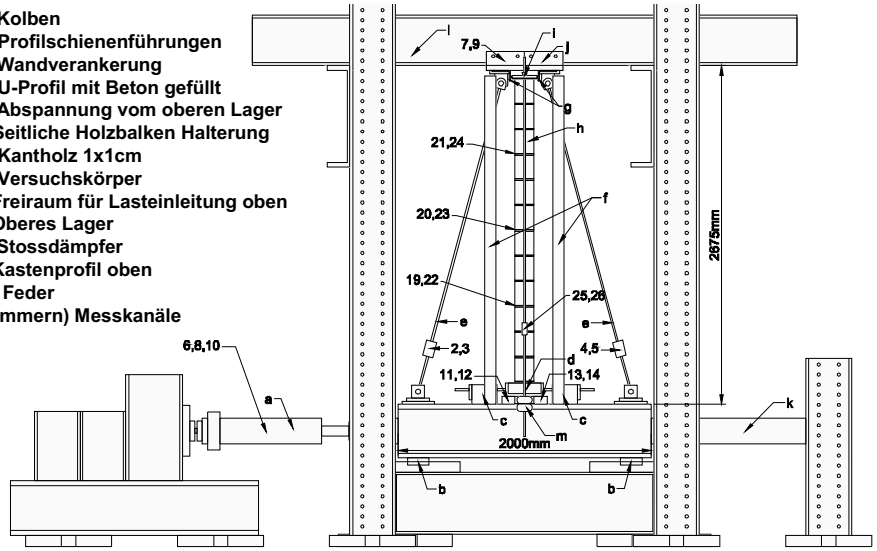
ETH Zürich, Juni 2006



Coalinga, Kalifornien,
2. May 1983, nach einem M_w6.5 Erdbeben

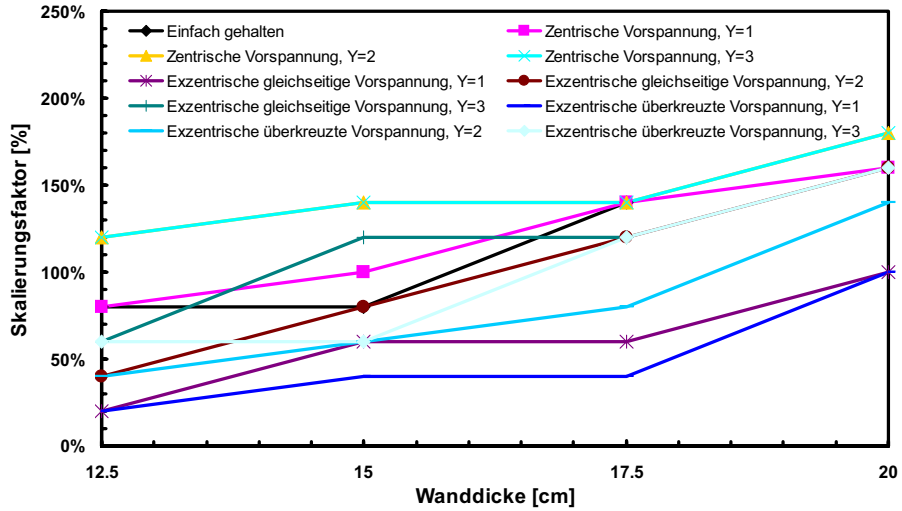
Prinzipskizze der Versuche von unbewehrten Mauerwerkswänden aus-der-Ebene

a) Kolben
b) Profilschienenführungen
c) Wandverankerung
d) U-Profil mit Beton gefüllt
e) Abspannung vom oberen Lager
f) Seitliche Holzbalken Halterung
g) Kantholz 1x1cm
h) Versuchskörper
i) Freiraum für Lasteinleitung oben
j) Oberes Lager
k) Stossdämpfer
l) Kastenprofil oben
m) Feder
Nummern) Messkanäle

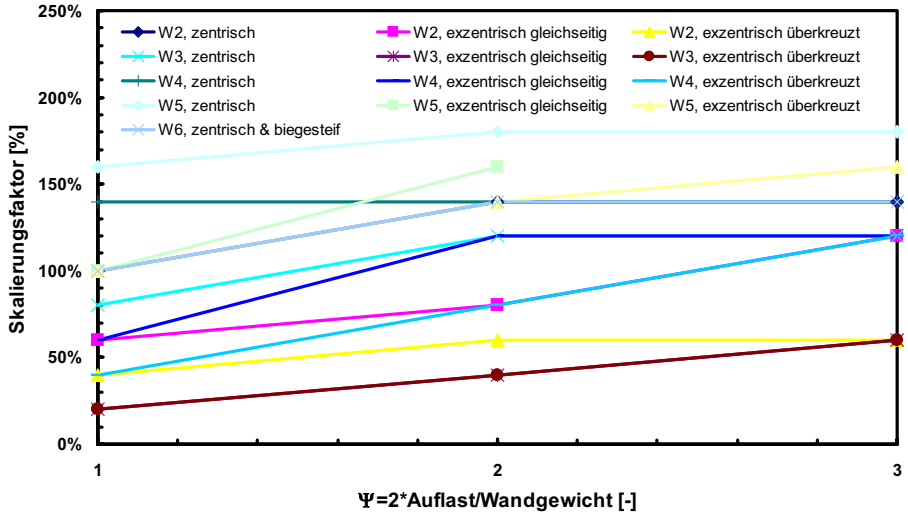


Einrichtung für den Versuchen von unbewehrten Mauerwerkswänden aus-der-Ebene

- Einfluss der Wanddicke



- Einfluss der Normalkraft



Zusammenfassung der Versuche

- Verschiedene Randbedingungen wurden untersucht
  - Einfach gehalten und eingespannte Wände
  - Verschiedene vertikalen Auflasten
  - Verschiedene Auflastexzentrizitäten
  - Widerstand der Stahlbetondecke bei Längenänderung der Wände
- Dickere Wände sind stabiler
- Wände mit grösser Auflast sind stabiler
- Dynamischer Anstieg der Auflast ist massgebend
  - Kleine Verformungen
  - Schlagartiges Versagen aus-der-Ebene
- Randbedingungen sind massgebend
- Die Auswertung der Versuche ist noch im Gang

3.1.3 Schlankheitsbegrenzungen

In anbetracht der sehr komplexen Verhältnisse, die beim Verhalten aus-der-Ebene von unbewehrten Mauerwerkwände vorkommen, versuchen die meisten Normen diese Problematik pauschal anhand von Schlankheitsbegrenzungen zu regeln.

- Schlankheitsbegrenzungen nach SIA 266

In Ziffer 4.7.1.3 schreibt die Norm SIA 266 ([SIA03b]) vor, dass Schubwände, die beim Nachweis der Tragsicherheit berücksichtigt werden, folgende Bedingungen erfüllen müssen:

$$t_w \geq 150\text{mm} \tag{5}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 17 \tag{6}$$

Dabei ist t_w die Wanddicke und h_w die auf die Mitten der der Angrenzenden Decken bezogene Wandhöhe.

- Schlankheitsbegrenzungen nach EC8

In EC8 ([CEN03]) werden die geometrische Bedingunge für Schubwände empfohlen, die in der Tabelle auf Seite 179 angegeben sind.

Dabei werden die wirksame Wanddicke t_{ef} und die Knicklänge der Wand h_{ef} in EC6 ([CEN04]) wie folgt definiert:

Wirksame Wanddicke t_{ef} ([CEN04] Ziffer 5.5.1.3, Auszug):

- Bei einschaligen und zweischaligen Wänden ohne Luftschicht soll t_{ef} gleich der vorhandenen Wanddicke gesetzt werden.

Knicklänge der Wand h_{ef} ([CEN04] Ziffer 5.5.1.2, Auszug):

- Die Knicklänge ist wie folgt anzunehmen:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \tag{7}$$

Mauerwerksart	$t_{ef,min}$ [mm]	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ [-]
Unbewehrt, aus natürlichen Mauersteinen	350	9
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauersteinen	240	12
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauersteinen bei **geringer** Seismizität	170	15
Eingefasstes Mauerwerk	240	15
Bewehrtes Mauerwerk	240	15
Wobei: t_{ef} = Wirksame Wanddicke h_{ef} = Knicklänge der Wand		

Tabelle 9.2 aus [CEN03]

Dabei ist h die lichte Geschosshöhe der Wand und ρ_n ein Abminderungsfaktor mit unterschiedlichem Betrag je nach Halterung der auszusteifenden Wand.

Bei Wänden, die oben und unten durch beidseitig und auf gleicher Hohe aufgelagerte Stahlbetondecken oder Dacher oder durch eine einseitig aufgelagerte Stahlbetondecke bei einer Auflagertiefe von mindestens 2/3 der Wanddicke gehalten sind, gilt:

$$\rho_n = 0.75 \tag{8}$$

sofern die Lastausmitte am Wandkopf nicht groser als 25% der Wanddicke ist, andernfalls sollte $\rho_n = 1.0$ gesetzt werden.

Bei Wänden, die oben und unten durch beidseitig und auf gleicher Hohe aufgelagerte Holzbalkendecken oder Dacher oder durch einseitig aufgelagerte Holzbalkendecken bei einer Auflagertiefe von mindestens 2/3 der Wanddicke – aber mind. 85 mm – gehalten sind, gilt:

$$\rho_n = 1.0 \tag{9}$$

Bemerkungen:

- Erdbebenzonen mit geringer Seismizität sind gemäss EC8 ([CEN03], Ziffer 3.2.1(4)) solche Zonen, in welchen:

  $$a_g \leq 0.08g \tag{10}$$

  oder

  $$a_g \cdot S \leq 0.10g \tag{11}$$

  wobei a_g die Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Fels ist und S der Boden-Faktor, welcher die Vergrösserung der Bodenbeschleunigung für weiche Böden gegenüber der Bodenbeschleunigung für Fels berücksichtigt.
- In der Schweiz wäre somit einzig die Erdbebenzone Z1 eine Zone mit geringer Seismizität.

3.1.4 Bemerkungen zum Verhalten aus der Ebene

- Vergleich der Schlankheiten gemäss SIA 266 und EC8:
  - Die in SIA 266 geforderte minimale Wanddicke t_w ist wesentlich kleiner als die geforderte minimale Wanddicke in EC8.
  - Zudem ist die maximale Schlankheit in SIA 266 deutlich grösser als in EC8.
  - Es besteht deshalb Forschungsbedarf, um die Grössen, die in SIA 266 verwendet werden, zu gerechtfertigen.
- Zweischaliges Mauerwerk
  - In zwei-schaligem Mauerwerk wird die vertikale Kraft typischerweise nur über die innere Schale abgetragen (die Decken liegen nur auf der inneren Schale auf). Die äussere Schale trägt daher nicht zum Widerstand bei. Die innere und die äussere Schale sind mittels Anker verbunden; somit vergrössert die Masse der äusseren Schalen die aus-der-Ebene wirkenden Kräfte auf die innere Schale.
  - Zum Verhalten von zwei-schaligem Mauerwerk aus der Ebene gibt es bis jetzt keine Versuche.
  - Aus den genannten Gründen ist aber anzunehmen, dass die zweite Schale die Eigenschaften aus-der-Ebene eher verschlechtert.

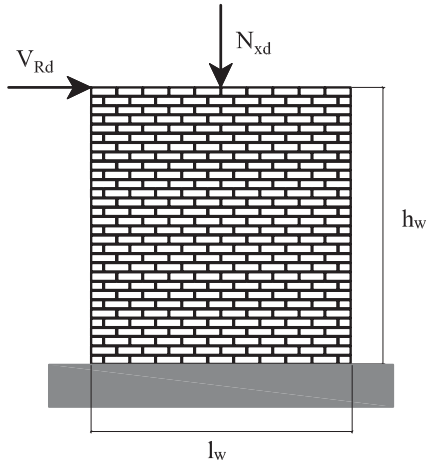
3.2 Seismisches Verhalten in der Ebene

In diesem Abschnitt wird eine Einführung zum seismischen Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden gegeben, die in der Ebene belastet sind.

Das Ziel dieser Vorlesung ist es nicht, eine detailierte Anleitung zur Bemessung von solchen Wänden zu geben, sondern auf einige Besonderheiten von unbewehrten Mauerwerkswänden unter Horizontallasten und auf Annahmen in den Bemessungsverfahren aufmerksam zu machen.

- In Abschnitt 3.2.1 werden zuerst typische Versagensmechanismen betrachtetet.
- In Abschnitt 3.2.2 wird ein möglicher Ansatz zur Bestimmung von bilinearen Kraft-Verformungsbeziehungen unbewehrter Mauerwerkswände und ihre Verwendung vorgestellt.
- In Abschnitt 3.2.3 wird kurz ein Ansatz zur Berechnung der Traglast von unbewehrten Mauerwerkswänden vorgestellt, der auf der Plastizitätstheorie beruht. Dieser Ansatz ist die Grundlage des Schubnachweises in der Norm SIA 266 [SIA03b].

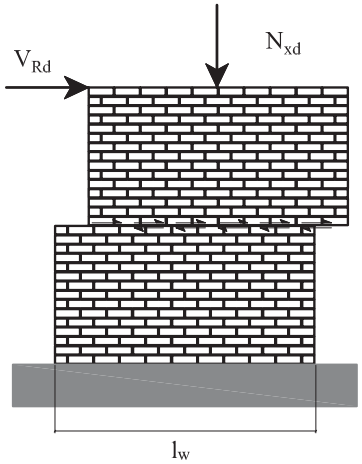
3.2.1 Versagensmechanismen



In der Regel werden drei Versagensmechanismen von Mauerwerkswänden unter zyklischer horizontaler Beanspruchung unterschieden (z.B. [MC97], [Tom99]):

- Gleiten in der horizontalen Fuge.
- Schubversagen (Treppenriss oder Zugversagen der Steine).
- Kippen / Druckversagen am Wandfuss (Lokales Zugversagen an der “Ferse” wird oft als Gebrauchstauglichkeitskriterium zur Beschränkung der Rissbreiten definiert).

Gleiten in der horizontalen Fuge

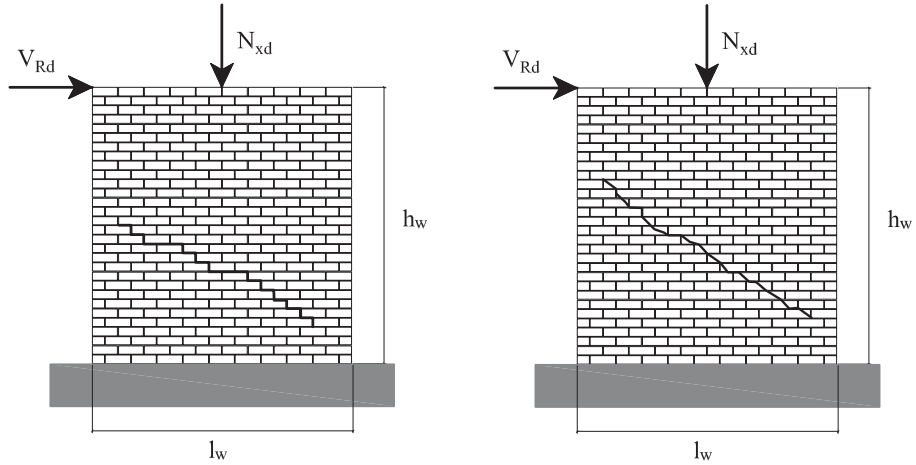


- Unter zyklischen horizontaler Belastung kann ein horizontaler Riss entstehen, der sich über die gesamte Wandlänge l_w erstreckt.
- Dieser Versagensmechanismus ist typischerweise kritisch, wenn die Normalkraft klein ist (obere Stockwerke) und bei schlechter Qualität des Mörtels [Tom99].
- Dieser Versagensmechanismus hat eine relativ grosse Verschiebekapazität und gute Energiedissipationseigenschaften. Meistens tritt Gleiten in der horizontalen Fuge jedoch in Kombination mit einem der anderen zwei Versagensmechanismen auf [MC97].
- Als Bemessungsansatz wird meistens das Mohr-Coulomb-Kriterium herangezogen, wobei die Kohäsion oft vernachlässigt wird, da die Streuung gross ist und sie unter zyklischer Beanspruchung abnimmt

$$V_{Rd} = \tau \cdot l_w \cdot t_w = (\sigma + c) \cdot l_w t_w \qquad (1)$$

wobei $\sigma = N / (l_w t_w)$ die mittlere axiale Spannung ist.

Schubversagen



- Infolge der mechanischen Eigenschaften von unbewehrtem Mauerwerk und der typischen Geometrie von Wänden bzw. Gebäuden, ist dies die häufigste Versagensart von unbewehrten Mauerwerksgebäuden unter Erdbebenbeanspruchung [Tom99].
- "Treppenriss":
  - Schwacher Mörtel, feste Steine.
  - Bemessungsansatz: i.d.R. Mohr-Coulomb-Ansatz (z.B. [MC97], [Tom99], [CEN04]).
- "Riss durch Steine"
  - Fester Mörtel, schwache Steine.
  - Bemessungsansatz: Begrenzung der Hauptzugspannung (z.B. [MC97], [Tom99]).
- "Mixed modes" (d.h. eine Kombination aus Treppenriss und Riss durch Steine) sind auch möglich, und oft die Regel.
- Diese Versagensart ist ziemlich spröde.

- Typische Kraft-Verformungs-Beziehung [MC97]:

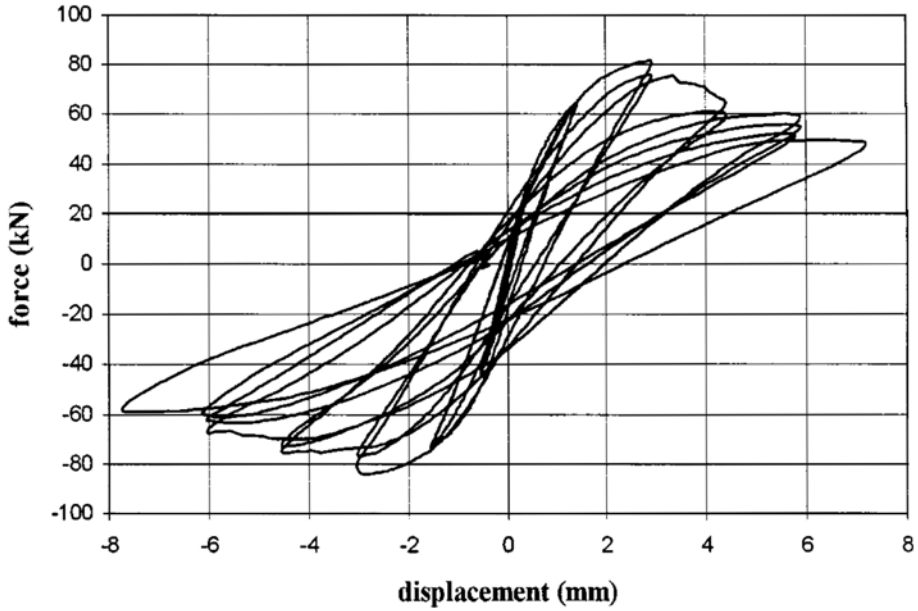
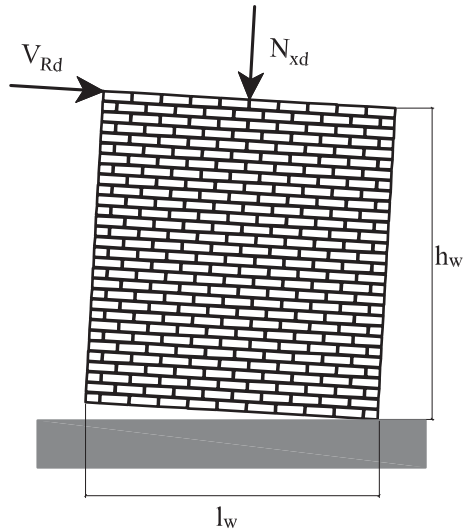


Bild aus [MC97]: Versuch mit h_w/l_w=1.35, σ_0=0.6 MPa

- Bevor diagonale Risse auftreten: mittlere Energiedissipation; vernachlässigbare Reduktion der Steifigkeit und Festigkeit.
- Erste diagonale Risse bei 90% der maximalen Kraft.
- Im folgenden stärkere Energiedissipation und nach Erreichen der maximalen Kraft relativ starke Reduktion der Steifigkeit und Festigkeit.

Kippen / Druckversagen am Wandfuss



- Diese Versagensart ist die “duktilste” (aber sie ist immer noch recht spröde im Vergleich zu einer kapazitätsbemessenen Stahlbetonwand).
- Bemessung:
  - Gleichgewicht der Kräfte.
  - Der Hebelarm ist durch die Druckspannungen am Wandfuss begrenzt.
- Typische Kraft-Verformungs-Beziehung [MC97]:
  - Relativ geringe Energiedissipation, fast nicht-lineares elastisches Verhalten.
  - Relativ grosse Verschiebekapazitäten können erreicht werden, solange kein Druckversagen am Wandfuss auftritt. (Meistens treten dann aber andere Versagensmechanismen ein).

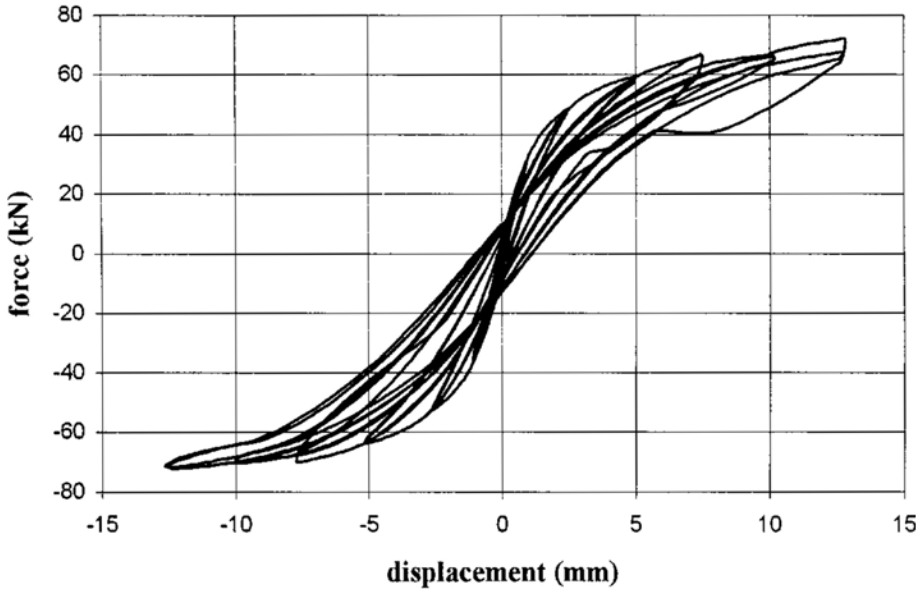


Bild aus [MC97]: Versuch mit h_w/l_w=2.0, σ_0=0.6 MPa

Bemerkungen zu den Versagensmechanismen

- Normalkraft ist entscheidend; ohne Normalkraft können Mauerwerkswände praktisch keine Schubkraft aufnehmen. Da die kritischste Wand hinsichtlich der Schubkapazität i.d.R. im untersten Stockwerk des Gebäudes ist, kommt dies dem Widerstand zugute.
- Sehr grosse Normalkräfte können aber zu einem besonders spröden Versagen der Mauerwerkswand führen [ZSS96]. I.d.R. reduziert auch eine grosse Normalkraft das Verformungsvermögen und die Energiedissipation unter zyklischer Beanspruchung (siehe auch Abschnitt 3.2.3).
- Die experimentellen Daten streuen stark (typisch für spröde Versagensmechanismen); dies trifft insbesondere auf die Verformungsgrössen zu.
- Viele verschiedene Parameter beeinflussen das Verhalten der unbewehrten Mauerwerkswand unter Quer- und Normalkraft; z.B.
  - Eigenschaften des Mörtels und der Steine.
  - Lochung der Steine, Geometrie der Steine (Längen/Höhenverhältnis).
  - Vermörtelung der Stoss- und Lagerfugen.

  Diese Parameter streuen vor allem regional sehr stark (verschiedene Länder verwenden verschiedene Typen von Mauerwerk). Im Rahmen dieser Vorlesung ist es nicht möglich auf all diese Parameter im einzelnen einzugehen.

3.2.2 Kraft-Verformungs-Beziehung einer unbewehrten Mauerwerkswand

Die typische Kraft-Verformungs-Beziehung einer unbewehrten Mauerwerkswand unter einer kombinierten Beanspruchung infolge Schub- und Normalkräfte sieht wie folgt aus:

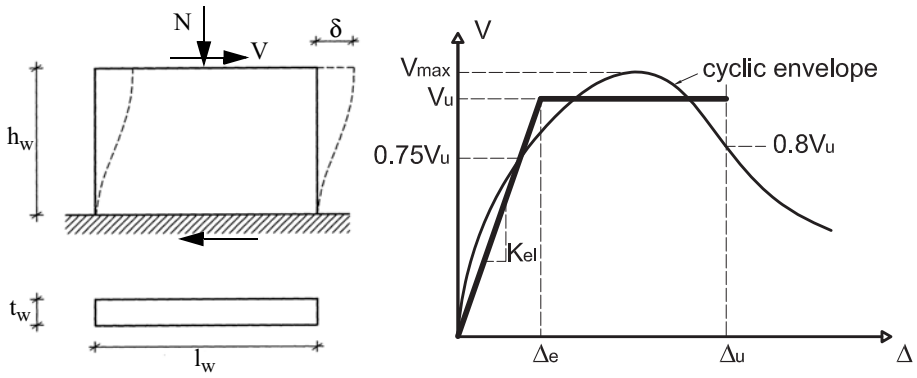


Bild aus [MC97]

Die Umhüllende der zyklischen Kraft-Verformungs-Beziehung aus einem Versuch kann bilinear approximiert werden indem die Fliess- und die maximale Verschiebungen Δ_e bzw. Δ_u sowie die maximale Kraft V_u wie folgt festgelegt werden:

- Festlegung der maximalen Kraft als $V_u = 0.9 \cdot V_{max}$.
- Festlegung der elastischen Sekantensteifigkeit K_{el} mittels des Schnitpunkts der Umhüllenden mit einer horizontalen Geraden bei $0.75 \cdot V_u$.
  Die Fliessverschiebung Δ_e ergibt sich aus dem Schnittpunkt zwischen der Geraden mit der Steifigkeit K_{el} und der horizontalen Geraden bei $0.9 \cdot V_{max}$.
- Festlegung der maximalen Verschiebung Δ_u als die Verschiebung, bei welcher die Kraft V nur noch 80% von V_u erreicht.

Schätzung der Kraft-Verformungs-Beziehung

In Anbetracht dessen, dass zur Bemessung oder zur Analyse eines Tragwerks in der Regel keine Versuche beigezogen werden können, muss diese bilineare Approximation der Kraft-Verformungs-Beziehung analytisch konstruiert werden.

Dazu müssen die Grössen V_u, K_{el} und Δ_u festgelegt werden.

• Bestimmung der maximalen Kraft

Die Schubkapazität V_u der Wand ist von dem erwarteten Versagensmechanismus abhänging (siehe Abschnitt 3.2.1). Verschiedene Ansäze wurden entwickelt; im folgenden werden die in [MC97] genannten wiedergegeben.

1) Gleiten

   Der Gleitwiderstand der Wand kann wie folgt geschätzt werden:

$$V_u = {}_{sl} \cdot N \qquad (2)$$

   Dabei ist N die vorhandene Normalkraft und ${}_{sl}$ das Reibungskoeffizient der Lagerfuge.

   Bemerkungen ([MG07]):

   - Vergleiche mit Versuchsergebnissen haben gezeigt, dass dieser Ansatz oft zu konservativen Ergebnissen führt.
   - Die kleine Zugfestigkeit der Lagerfugen, die bei der Bemessung oft vernachlässigt wird, kann i.d.R. verhindern, dass sich in oberen Stockwerken ein durchgehender horizontaler Riss ausbildet.
   - Um die Gleichung (2) weniger konservativ zu machen, sollte zumindest ein Endwert der Kohäsion (residual value) angenommen werden.

2) Schubversagen

Das Schubversagen wird in der Literatur anhand von zwei unterschiedlichen Kriterien festgelegt:

- Das Mohr-Coulomb Kriterium
- Das Zugspannungskriterium

Das Mohr-Coulomb Kriterium beschreibt anhand von Gleichung (3) die Schubkapazität, die zur Ausbildung eines Treppenrisses führt (siehe Abschnitt 3.2.1):

$$V_u = l_w \cdot t_w \cdot (c + \quad \sigma_0) \tag{3}$$

wobei die Kohäsion c und das Reibungskoeffizient globale Parametern sind, die nicht direkt mit lokalen Parametern zusammenhängen.

Dieser Ansatz findet z.B. in EC6, Part 1 [CEN04] wie folgt Anwendung:

$$V_{Rd} = (f_{vk0} + 0.4\sigma_d) t_w l_c \tag{4}$$

wobei:

l_c: Überdrückte Wandlänge

$\sigma_d = N \ (l_c \cdot t_w)$: Mittlere axiale Spannung im überdrückten Wandbereich.

f_{vk0}: Charakeristische Schubfestigkeit, wenn vertikaler Druck nicht vorhanden ist.
$f_{vk0} = 0.15 - 0.40\text{MPa}$, abhängig vom Mauerwerkstypus

Das Zugspannungskriterium beschreibt anhand von Gleichung (5), die Schubkapazität, die zu einem diagonalen Riss durch die Steine führt (siehe Abschnitt 3.2.1):

$$V_u = \frac{f_{tu} \cdot l_w \cdot t_w}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}} \tag{5}$$

wobei:

$\sigma_0 = N \ (l_w \cdot t_w)$: Mittlere axiale Spannung

f_{tu}: Zugfestigkeit des Mauerwerks (aus einfachem diagonalen Drucktest bestimmt).

b: Empirischer Faktor, der den Einfluss der Schlankheit berücksichtigt:

- $b = 1.5$ wenn $h \ l_w \geq 1.5$
- $b = h \ l_w$ wenn $1.0 < h \ l_w < 1.5$
- $b = 1.0$ wenn $h \ l_w \leq 1.0$

3) Kippen

Der Kippwiderstand der Wand kann aus folgender Gleichgewichtsbetrachtung hergeleitet werden (siehe Abbildung in Abschnitt 3.2.1 Kippen):

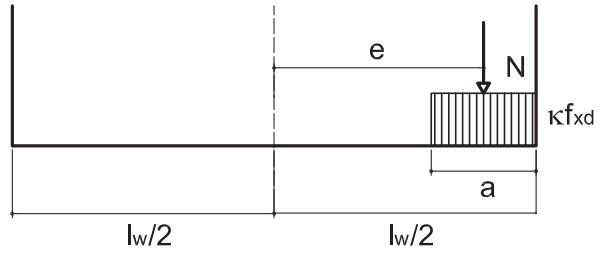
$$V_u = \frac{N \cdot l_w}{2h} \cdot \left(1 - \frac{N}{\kappa \cdot f_{xd} \cdot t_w \cdot l_w}\right) \tag{6}$$

wobei:

$$\kappa = 0.85 \tag{7}$$

$$h = M \ V \tag{8}$$

und die weiteren Grössen gehen aus folgendem Bild hervor:



• Bestimmung der elastischen Steifigkeit

Die elastische Steifigkeit K_{el} ist eher schwierig zu schätzen, weil sie vom Spannungsniveau (sowohl Normal- als Schubspannungen) abhängig ist.

In erster Näherung kann K_{el} als die Steifigkeit des homogenen Querschnitts unter Berücksichtigung der Schubverformungen angesetzt werden. Für Kragarm-Wände kann die Fliessverschiebung Δ_e somit wie folgt geschätzt werden (für Wände, die oben und unten eingespannt sind, muss der Biegeverformungsanteil angepasst werden):

$$\Delta_e = \left(\frac{h_w^3}{3E_m I} + \frac{h_w}{A_v G} \right) \cdot V_u \qquad (9)$$

wobei

$$G = \frac{E_m}{2(1+\nu)} \qquad \text{mit } \nu = 0.2 \quad 0.3 \qquad (10)$$

$$I = \frac{t_w l_w^3}{12} \qquad (11)$$

$$A_v = \frac{5}{6} \cdot t_w l_w \qquad (12)$$

• Bestimmung der maximalen Verschiebung

Für Mauerwerk wird das Verformungsvermögen oft direkt als “ultimate drift capacity” oder “ultimate displacement capacity” angegeben anstatt sie als Verschiebeduktilität auszudrücken.

Wie oben ausgeführt, ist die Steifigkeit einer Mauerwerkswand stark vom Spannungszustand abhängig. Daher ist es häufig schwierig, eine repräsentative elastische Steifigkeit K_{el} festzulegen und die Fliessverschiebung Δ_e zu bestimmen.

Die Unsicherheiten, die mit der Verschiebeduktilität $_{\Delta} = \Delta_u \ \Delta_e$ verbunden sind, sind daher grösser als die Unsicherheiten des Verformungsvermögens Δ_u [MC97].

In der Literatur werden verschiedene Werte für das Verformungsvermögen von unbewehrten Mauerwerkswänden angegeben. Das Verformungsvermögen wird i.d.R. als maximale Stockwerksschiefstellung δ_u (“ultimate drift capacity”) ausgedrückt.

Im folgenden werden die Werte, die in [MC97] und in EC8, Part 3 [CEN05] genannt werden, wiedergegeben:

1) Verformungsvermögen gemäss [MC97]:

• Schubversagen:

$$\delta_u = 0.5\% \qquad (13)$$

• Kippen:

$$\delta_u = 1.0\% \qquad (14)$$

Dieses Limit dient aber lediglich dazu, den Schaden an nichttragenden Bauteilen zu begrenzen; das Verformungsvermögen einer kippenden Mauerwerkswand kann deutlich grösser sein (solange kein Druckversagen am Wandfuss auftritt).

• Gleiten:

$$\delta_u = 1.0\% \qquad (15)$$

Die Gründe für dieses Limit sind die gleichen wie beim Kippen.

2) Verformungsvermögen gemäss EC8, Part 3 [CEN05]:

In EC8, Part 3 wird nur zwischen Schubversagen und Biegeversagen (d.h. Kippen) unterschieden. Das Verformungsvermögen wird für zwei verschiedene Grenzzustände angegeben:

- Schubversagen:

  “Significant damage limit state”: $\delta_u = 0.4\%$ (16)

  “Near collapse limit state”: $\delta_u = \frac{4}{3} \cdot 0.4\% = 0.53\%$. (17)

- Biegeversagen:

  “Significant damage limit state”: $\delta_u = 0.8\%$ (18)

  “Near collapse limit state”: $\delta_u = \frac{4}{3} \cdot 0.8\% = 1.07\%$. (19)

Definition von “Significant damage limit state”:

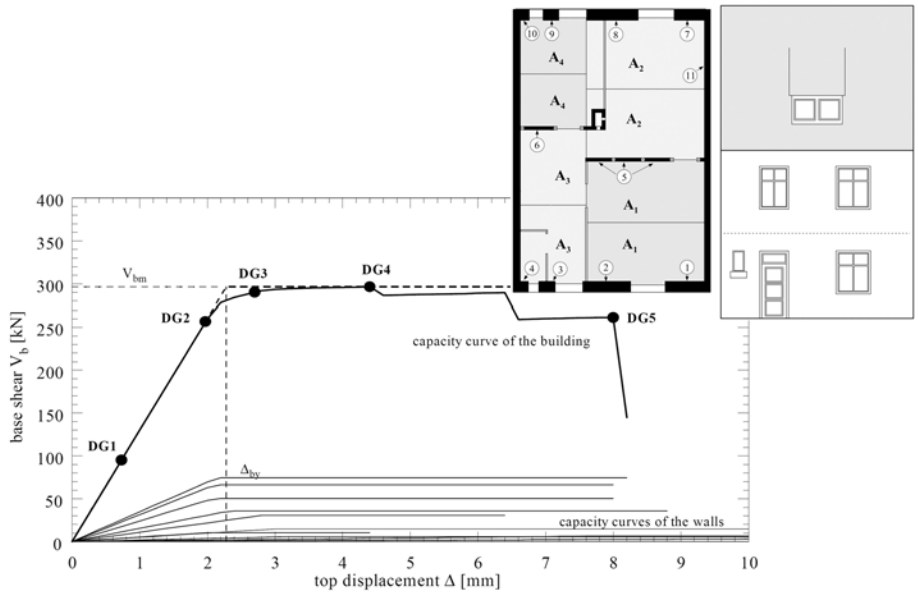
- Das Gebäude ist beschädigt, aber es besitzt noch begrenzten horizontalen Widerstand und Steifigkeit. Die vertikalen Elementen können die Schwerelasten abtragen. Nichttragende Elemente sind beschädigt, aber Trennwände und Ausfachungen haben nicht aus der Ebene versagt. Moderate, bleibende Stockwerksschiefstellungen sind vorhanden. Das Gebäude kann Nachbeben von mittlerer Intensität überstehen. In den meisten Fällen ist die Reparatur nicht mehr ökonomisch sinnvoll.

Definition von “Near collapse limit state”:

- Das Gebäude ist stark beschädigt und hat nur noch einen geringen horizontalen Widerstand und Steifigkeit, aber die vertikalen Elemente können die Schwerelasten noch abtragen. Die meisten nichttragenden Elemente haben versagt. Grosse, bleibende Stockwerksschiefstellungen sind vorhanden. Das Gebäude ist nahe am Versagen und würde vermutlich nicht mal ein Erdbeben mittlerer Intensität überstehen.

Bemerkungen zur Schätzung der Schätzung der Kraft-Verformungs-Beziehung

- Es bestehen Unsicherheit bei der Bestimmung der Kraft-Verformungs-Beziehung. Hier wurden nur die Ansätze aus [MC97] vorgestellt; andere Autoren schlagen andere Ansätze vor (z.B. [Tom99]).
- In einigen Bemessungsansätzen findet nur der Widerstand V_u Verwendung (z.B. EC6); das Verformungsvermögen Δ_u fliesst nicht mit ein.
- In anderen, verformungsbasierten Ansätzen wird die Kraft-Verformungsbeziehung explizit berücksichtigt: Die globale Kraft-Veformungs-Beziehung des Gebäudes wird als Summe der Kraft-Verformungsbeziehungen der einzelnen Wände bestimmt. Das gesamte Gebäude wird dann als äquivalenter EMS modelliert, für den der Veformungsbedarf bestimmt werden kann (z.B. [Tom99], [Lan02]).



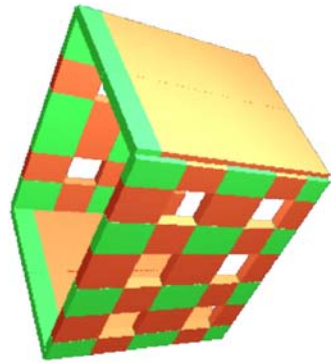
Berechnung der Pushover Kurve eines Gebäudes gemäss [Lan02] . Bild aus [Lan02]

- Verwendung der inelastischen Kraft-Verformungs-Beziehung bei Computerprogrammen mit Makroelementen zur Berechnung von Pushover Kurven.
  - Siehe Beispiele auf Seiten 200 bis 202.
- Programm “TreMuri”
  - Entwickelt von der Forschungsgruppe von Professor Sergio Lagomarsino an der Universität Genua.
  - Informationen zur kommerziellen Version des Programmes sind auf der folgenden Webseite erhältlich:

    http://www.stadata.com/Vedi.asp?table=TreMuri_Introduzione
- Programm “SAM”
  - Entwickelt von der Forschungsgruppe von Professor Guido Magenes an der Universität Pavia.
  - Die kommerzielle Version des Programms heisst “ANDILWall”; Informationen auf:

    http://www.crsoft.it/andilwall/

Makroelemente zur Berechung von Pushover Kurven [Gal+04]



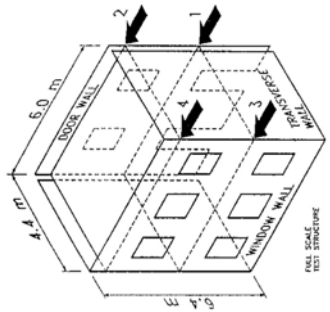
Vergleich Versuch - Modell

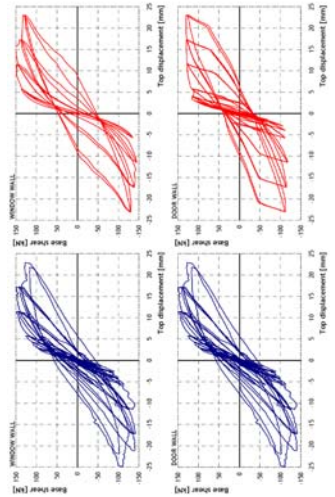
- Makroelemente Entwickelt von Lagomarsino an der Universität von Genua
- Sind im Programm „Tremuri“ implementiert

(Galasco A. et al. .: Non-linear Seismic Analysis of Masonry Structures. Proceedings 13 WCEE, 2004)

Modell

Versuch





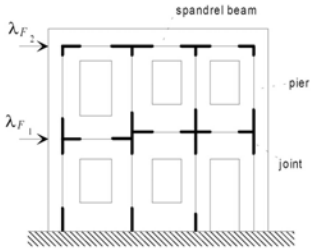


Figure 1. Equivalent frame idealization of a masonry wall.

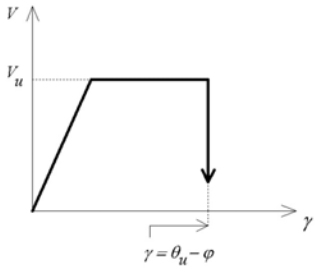


Figure 2. Idealized nonlinear behaviour of a pier element failing in shear.

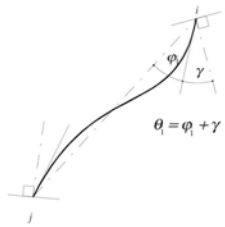


Figure 3. Chord rotation in a beam-column element.

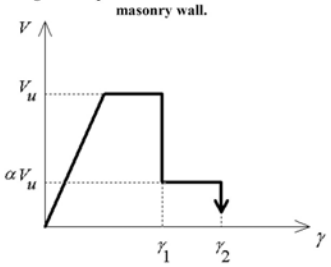


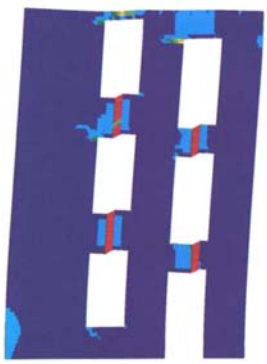
Figure 4. Idealized nonlinear behaviour of a spandrel element failing in shear.

- Makroelemente (SAM) entwickelt von Magenes an der Universität von Pavia

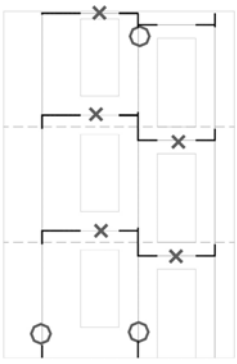
(Magenes G.: A Method for Pushover Analysis in Seismic Assessment of Masonry Buildings. Proceedings 12 WCEE, 2000)

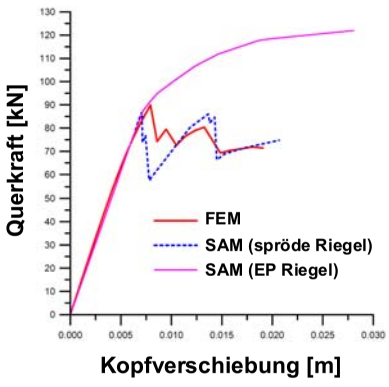
Makroelemente zur Berechung von Pushover Kurven [Mag00]

FE Modellierung



Modellierung mit Makroelementen (SAM)





○ = Biegeversagen oder Kippen
× = Schubversagen mit Kreuzrissen
▱ = Gleiten

Berechnung der Pushover Kurve einer unbewehrten Mauerwerkswand anhand von Makroelementen [Mag00]

3.2.3 Traglast von Mauerwerkswänden anhand der Plastizitätstheorie

In der Forschungsgruppe von Professor Bruno Thürliman wurde an der ETH Zürich in den 80er Jahren das Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden intensiv untersucht.

Anstatt die Traglast V_u von unbewehrten Mauerwerkswänden anhand von den Ansätzen aus Abschitt 3.2.2 zu berechnen, wurde dabei vorgeschlagen V_u anhand der Plastizitätstheorie zu berechnen.

Die Berechnung der Traglast basiert hierbei auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (statischer Grenzwertsatz):

> "Jede Belastung, zu der sich ein stabiler,
> statisch zulässiger Spannungszustand angeben lässt,
> liegt nicht höher als die Traglast"

Damit dieser untere Grenzwert der Traglast erreicht werden kann, ist ein gewisses Veformungsvermögen von Nöten, damit eine Spannungsumlagerung vom elastischen zum plastischen Zustand möglich ist.

Da Mauerwerk generell als nicht-duktiles Baumaterial gilt, muss nachgewiesen werden, dass sein Verformungsvermögen ausreicht, um die Traglast zu erreichen.

Zu diesem Zweck führten Ganz und Thürlimann ([GT84]) Versuche an Mauerwerkswänden durch, die mit einer konstanten Normalkraft und kontinuierlich gesteigerten Schubkraft belastet waren.

Diese Versuche werden in der Folge kurz dargestellt.

Die Versuche von Ganz und Thürlimann

Die Versche sind im Bericht [GT84] ausführlich beschrieben, hier wird nur ein kurzer Überblick gegeben.

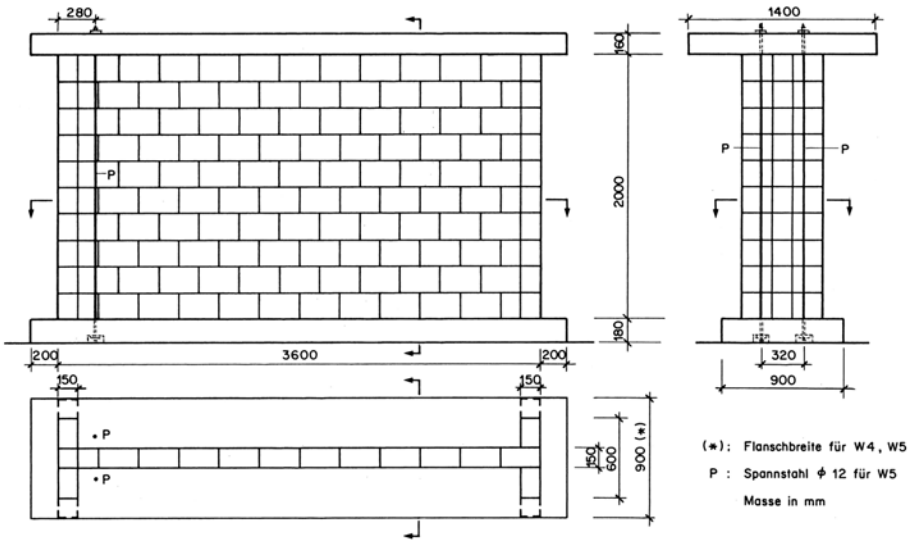
- Versuchsparameter
  - Normalkraft:
    Zwei verschiedene Normalkraftniveaus wurden untersucht. Die kleinere entspricht der Normalkraft im Untergeschoss eines typischen 4-stöckigen Gebäudes, die grössere der Normalkraft im Untergeschoss eines typischen 10-stöckigen Gebäudes.
  - Exzentrizität der Normalkraft in der Wandebene:
    Neben einer zentrischen Normalkraft wurde der Einfluss eines Biegemoments auf die Schubtragfäigkeit untersucht.
  - Bewehrung:
    In 2 Versuchen wurde Lagerfugenbewehrung eingelegt.
  - Zyklische vs. monotone Belastung:
    Zwei Versuche wurden zyklisch belastet, alle übrigen monoton.
- Versuchkörper

Die wichtigste Eigenschaften der Versuchskörper sind in der Folge angegeben und in der Tabelle auf Seite 205 zusammengefasst:

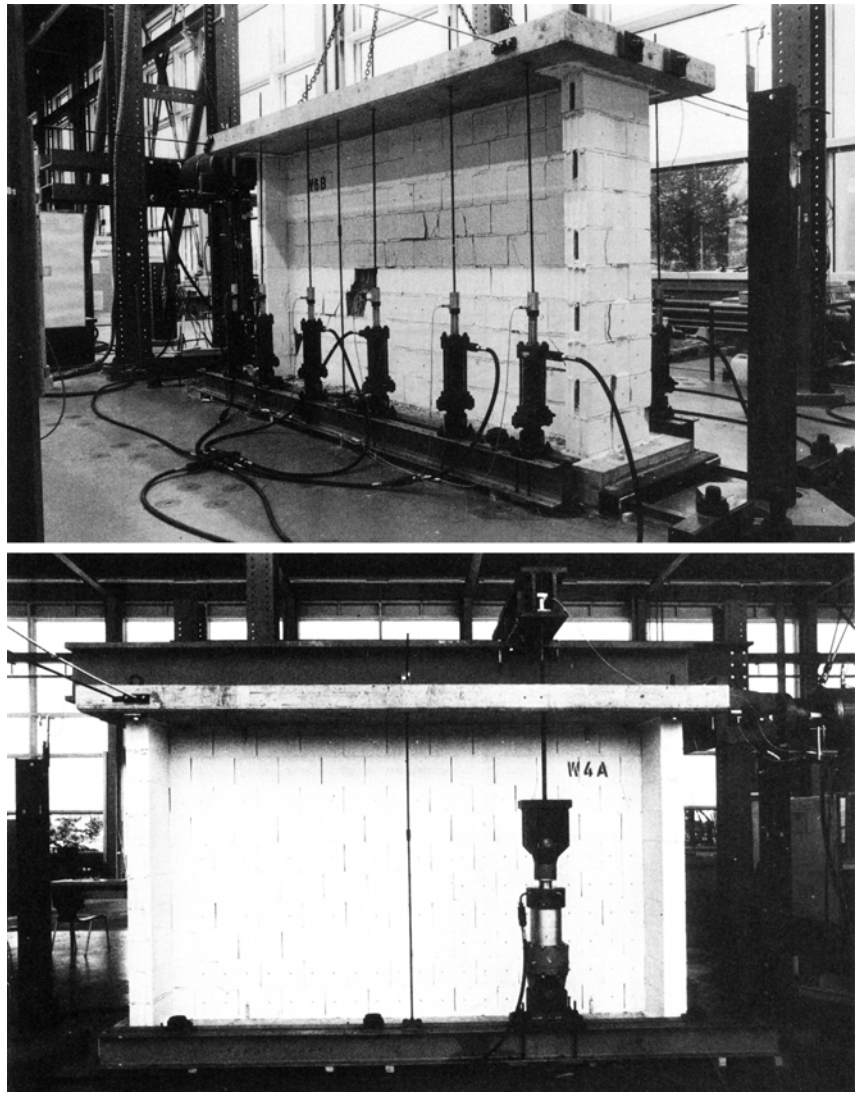
- Massstab: ungefähr 1:1.25 (Steine wurden unverändert gelassen).
- Abmessungen: $l_w x h_w x t_w$ = 3.6x2.0x0.15 m, l_w/h_w=1.8 (h_w/l_w=0.56)
- Wände hatten Flansche an den Enden zur seitlichen Stabilisierung
- Lagerfugen hatten eine mittlere Dicke von 10 mm und waren vollflächig vermörtelt.
- Stossfugen: Mörtel nur als verdeckter Spatz in den Steinnuten.
- W3 und W5: Mit Lagerfugenbewehrung (2 Stäbe Ø5 mm pro Fuge; mit Stahlplatten verankert). W5 war ausserdem vertikal vorgespannt.

Versuch	N [kN]	Exzentrizität von N [m]	Lagerfugen-bewehrung	Vorspannung P_0 [kN]	Belastung
W1	-415	0	-	-	monotonisch
W2	-1287	0	-	-	monotonisch
W3	-415	0	2 Ø5 mm	-	monotonisch
W4	-423	0.84	-	-	monotonisch
W5	-434	1.72	2 Ø5 mm	277	monotonisch
W6	-418	0	-	-	zyklisch
W7	-1290	0	-	-	zyklisch

Programm der Versuche von Ganz und Thürlimann. Tabelle aus [GT84]

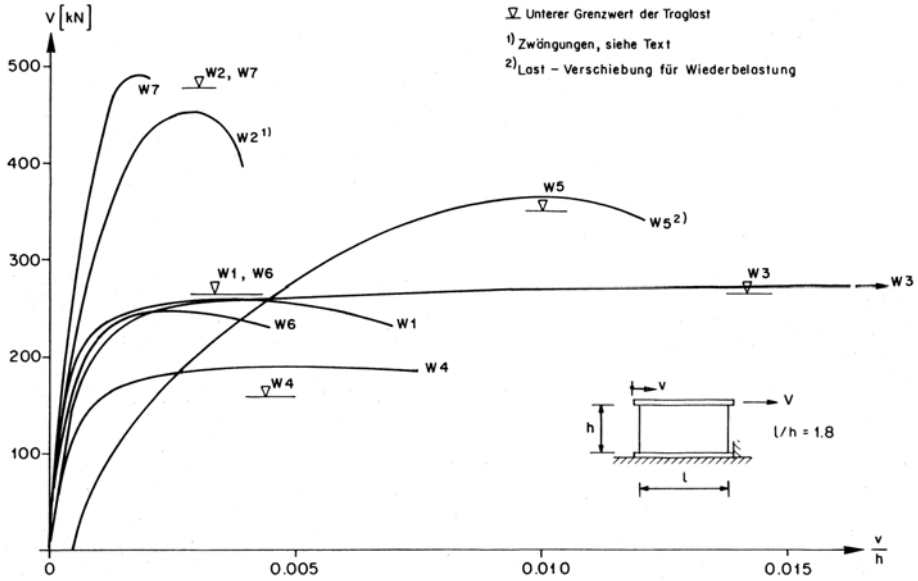


Versuchskörper bei den Versuchen von Ganz und Thürlimann. Bild aus [GT84]



Versuchsanlage für zentrische (oben) und exzentrische Normalkraft (unten) bei den Versuchen von Ganz und Thürlimann. Bilder aus [GT84]

- Zusammenfassung der Versuchsresultate



Querkraft-Schiefstellungs-Beziehung aller Versuchskörper aus [GT84]. Bild aus [GT04]

- Grösse der Normalkraft
  - Für kleine Normalkräfte verhalten sich die Wände recht duktil.
  - Für grössere Normalkräfte zeigen sie ein sprödes Verhalten.
- Lagerfugenbewehrung:
  - Geringe Erhöhung der Traglast (W1-W3, ohne und mit Bew.).
  - Starke Erhöhung der Verschiebekapazität (Faktor ~3), entscheidend war vermutlich die gute Verankerung der Bügel.
- Zusätzliches Biegemoment reduziert die Schubkapazität (W1-W4, ohne und mit zusätzliches Moment).
- Zyklische Belastung reduziert die Schubkapazität (~15%) und vor allem die Verschiebekapazität (vgl. W1-W6, W2-W7, monoton-zyklisch)

Bemerkungen

In seiner wegweisenden Dissertation ([Gan85]) diskutiert Ganz die Anwendung der Plastizitätstheorie zur Berechnung der Traglast von unbewehrten Mauerwekswände unter anderem wie folgt:

- Auch bei grösseren Normalkräften, die zu sprödem Verhalten führen, ist das Verformungsvermögen ausreichend, um Traglasten zu erreichen, die nach der starr-plastischen Theorie berechnet wurden.
- Dies ist der Fall, da die benötigte Umlagerung vom “elastischen” zum “plastischen” Spannungszustand gering ist. Die Lasten werden in beiden Fällen möglichst direkt ins Auflager geleitet.
- Die Versuchsresultate unterstreichen die Bedeutung der Normalkraft auf das Verhalten der Mauerwerkswände:
  - Zum einen ist Normalkraft notwendig, um einen Schubwiderstand aufzubauen.
  - Bei grossen Normalkräften wird die Wand aber zusehends spröde, d.h. die Energiedissipation ist reduziert und ein katastrophales Versagen der Wand während eines Erdbebens wird wahrscheinlicher.
- Generell ist Vorsicht geboten, wenn Erkenntnisse aus monotonen Versuchen auf zyklische Belastung angewendet werden. Die Versuche hier ([GT84]) zeigen, dass sowohl Kraft- als auch Verformungskapazität reduziert werden.

Bemessungsansätze, die auf der Plastizitätstheorie basieren haben ihren Niederschlag in der heutigen Norm SIA 266 gefunden und werden auch zum Nachweis der Tragwiderstand im Erdbebenfall verwerdet. Dabei ist folgendes zu bemerken:

1) In den Normen der SIA, wird die Einwirkung “Erdbeben” als eine Einwirkung betrachtet, die im Tragsystem Schnittkräfte erzeugt.

2) Wenn diese Schnittkräfte bekannt sind, erfolgt der eigentliche Nachweis der unbewehrten Mauerwerkswände gemäss der Norm SIA 266, gleich wie für allen anderen Arten von Einwirkungen.

3) Zur Berechnung der Schnittkräfte soll nach Norm SIA 266 ein Verhaltensbeiwert $q = 1.5$ angenommen werden.
   - Dieser kleine Verhaltensbeiwert berücksichtigt praktisch nur die Überfestigkeit der Bauteile;
   - Das Verformungsvermögen der Bauteile wird zur Abminderung der Erdbebenkräften praktisch nicht berücksichtigt;
   - Ein gewisses Verformungsvermögen der Bauteile wird aber postuliert, um die Anwendung der Plastizitätstheorie zur Berechnung der Traglast zu gerechtfertigen.

4) Die Schnittkräfte der verschiedenen Bauteile werden in der Regel berechnet, indem die Stockwerksquerkräfte proportional zur elastischen Steifigkeit der Bauteile verteilt werden.
   - Bei ungünstiger Anordnung und ungünstigem Längenverhältnis der Wände, kann eine Wand rechnerisch viel früher als eine andere versagen. Das Versagen wird hier als das Erreichen der Traglast definiert.
   - Wenn keine Kraftumlagerungen infolge inelastische Verformugen der Wände berücksichtigt werden, dann entspricht der Zeitpunkt, wenn die erste Wand ihre Traglast erreicht dem Zeitpunkt, wenn das ganze Gebäude seine Traglast erreicht.
   - Die rechnerische Traglast der Gebäude kann somit wesentlich kleiner als die Summe der Traglasten der einzelnen Wände ausfallen.

5) Wegen Bemerkungen 3) und 4) scheint die seismische Bemessung anhand der Norm SIA 266 eher konservativ zu sein und der rechnerische Nachweis von sowohl neuen als auch bestehenden Gebäuden ist oft nur schwer oder gar nicht anzubringen.

6) Aus diesem Grund sind zurzeit Forschungsprojekte im Gang, die als Ziel haben, günstigere Verfahren für den seismischen Nachweis von unbewehreten Mauerwerk in der Schweiz vorzuschlagen. Es werden dabei grundsätzlich zwei Wege verfolgt:
   - Explizite Berücksichtigung des Verformungsvermögens der Wände im Rahmen von verformungsbasierten Verfahren;
   - Implizite Berücksichtigung des Verformungsvermögens der Wände im Rahmen einer Umlagerung der elastisch bestimmten Schnittkräfte.

7) In anderen Ländern (z.B. Italien, Slovenien) wird bereits seit einiger Zeit zur Quantifizierung des Verformungsvermögens von unbewehrtem Mauerwerk geforscht. Es ist jedoch grosse Vorsicht geboten, wenn die Forschungsergebnisse von diesen Ländern auf die Schweiz angewendet werden, da die Mauerwerkstypen regional sehr stark variieren. Dies gilt insbesondere, da die Mauerwerkswände in der Schweiz typischerweise viel dünner sind als die Wände in anderen Ländern.

8) Die detailierte Diskussion der Nachweisse nach der Norm SIA 266 ist nicht Ziel dieser Vorlesung und es wird auf die Vorlesung “Mauerwerk” von Dr. N. Mojsilovic und auf die entsprechende Literatur verwiesen. Eine ausführliche Referenzliste, die auch Hinweise zu Bemessungsbeispielen enthält, ist am Anfang dieses Kapitels angegeben.

ETH Studiengang Bauingenieurwissenschaften Master: Vertiefung Konstruktion

Erdbebensicherung von Bauwerken II

4. Brücken

Dr. Thomas Wenk

Herbstsemester 2008

Inhaltsübersicht

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken
4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken
4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken
4.4 Erdbebenberechnung
4.5 Erdbebenbemessung von Brücken
Übung 4: Erdbebenberechnung einer Balkenbrücke

2

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Lehren aus typischen Schadenbildern von Brücken infolge von stärkeren Erdbeben**
- **Schäden an Brücken können insbesondere auftreten an:**
  - **Brückenträgern, z.B. Trägerabsturz**
  - **Stützen**
  - **Lagern**
  - **Widerlagern**
  - **Fahrbahnübergängen**
- **Aus den beobachteten Schäden wurden Entwurfs- und Bemessungsregeln abgeleitet.**

3

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**



Erdbeben von Niigata, Japan 1964

4

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**



Erdbeben von Niigata, Japan 1964

5

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**



Erdbeben von San Fernando, Kalifornien 1971

6

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**



Erdbeben von Loma Prieta, Kalifornien 1989

7

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**





Erdbeben von Loma Prieta, Kalifornien 1989

8

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**



Erdbeben von Northridge, Kalifornien 1994

9

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

10

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

11

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers:**



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

12

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Absturz des Brückenträgers: vorfabrizierte Elemente!**



Erdbeben von Chi-Chi, Taiwan 1999

13

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Brückenstützen:**





Erdbeben von Loma Prieta, Kalifornien 1989

14

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Brückenstützen:**





Erdbeben von Northridge, Kalifornien 1994

15

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Brückenstützen:**





Erdbeben von Kobe, Japan 1995

16

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Brückenstützen:**



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

17

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Brückenstützen:**





Erdbeben von Kobe, Japan 1995

18

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Brückenstützen:**
  Beulen einer Stahlstütze



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

19

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Brückenlagern:**
  Träger ist Querrichtung von den Lagern gefallen



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

20

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Brückenlagern: Feste Lagerung beim Widerlager**





Erdbeben von Kobe, Japan 1995

21

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden bei Widerlagern**



Erdbeben von Niigata-Chetsu Oki, Japan 2007

22

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Fahrbahnübergängen:**





Erdbeben von Chi-Chi, Taiwan 1999

23

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Bodenverflüssigung**



Erdbeben von Kobe, Japan 1995

24

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Bogenbrücken aus Mauerwerk:**



Erdbeben von Adana-Ceyhan, Türkei 1998

25

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

- **Schäden an Bogenbrücken aus Mauerwerk:**



Erdbeben von Wenchuan, China 2008

26

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken

Die Erdbebenverletzbarkeit von Brücken ist in der Regel kleiner als diejenige von Gebäuden.



Erdbeben von Boumerdès, Algerien 2003

27

4.1 Erdbebenverletzbarkeit von Brücken



Erdbeben von Boumerdès, Algerien 2003

28

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- Einfaches, regelmässiges und redundantes Tragsystem
- Schwimmendes Längslagerungssystem
- Monolithische Verbindungen, möglichst wenige Fugen: integrale Brücken
- Kapazitätsbemessung:
  - Plastischer Mechanismus mit plastischen Bereichen in den Brückenstützen unter horizontaler Erdbebeneinwirkung in Längs- und Querrichtung
  - Brückenträger, Lager und Fundation gehören zu den elastisch bleibenden Bereichen
- Absturzsicherung des Brückenträgers in Längs- und Querrichtung
- Bei kleiner Seismizität bleibt der Einfluss des erdbeben-gerechten Entwurfs auf das Gesamtkonzept einer Brücke gering.

29

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- Günstig sind Durchlaufträger mit regelmässigen Spannweiten und Stützenhöhen.
- Günstig sind monolithische Verbindungen zwischen Stützen und Brückenträger.



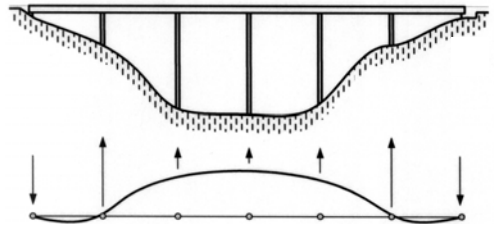
30

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- Eine unregelmässige Verteilung der Quersteifigkeit bewirkt hohe Beanspruchungen bei den steifen, kurzen Stützen und den Widerlagern.
- Kann durch Anordnung von Elastomerelagern oder Gleitlagern gemildert werden.

Aufriss

Grundriss



EN 1998-2 Bild 2.6

31

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- Feste Längslagerung bewirkt sehr hohe Erdbebenkräfte am Fixpunkt, z.B. Widerlager oder kurze Stütze.
- Mit einer schwimmenden Längslagerung kann die Erdbeben-beanspruchung quasi gratis aufgenommen werden.



32

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Ausreichendes horizontales Verformungsvermögen der Stützen sicherstellen.**
- **Kurze Stützen sind zu vermeiden.**
- **Vorsicht bei verkürzten Stützen durch Plästerungen, Stützmauern, Anprallschutz, Ausfachungen usw.**



33

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Ausreichendes horizontales Verformungsvermögen der Stützen sicherstellen.**
- **Kurze Stützen sind zu vermeiden.**
- **Vorsicht bei verkürzten Stützen durch Stützmauern, Anprallschutz, Ausfachungen Pflästerungen, usw.**



34

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Nachträglich durch Anprallschutz verkürzte Stützen: Erdbebenverhalten wird kritscher**



35

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Ausreichendes horizontales Verformungsvermögen der Stützen sicherstellen.**



36

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Ausreichendes horizontales Verformungsvermögen der Stützen sicherstellen.**



37

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Fugen auf Stützen sind zu vermeiden.**





38

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Gerbergelenke sind zu vermeiden**



39

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Gerbergelenke sind zu vermeiden**



40

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Ausnahme bei längeren Eisenbahnbrücken:**
- **Zwischenfugen zur Verteilung der Temperaturbewegungen um aufwendige Schienendilatationensfugen zu vermeiden.**



41

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Absturzsicherung des Brückenträgers in Längsrichtung**



42

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Absturzsicherung des Brückenträgers in Längsrichtung**
- **Vertikale Kraftübertragung muss auch in verschobener Lage des Brückenträgers sichergestellt sein.**
- **Stegaussteifung von Blechträgern für Krafteinleitung in verschobender Lage erforderlich.**



43

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Absturzsicherung des Brückenträgers in Querrichtung**



44

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Absturzsicherung des Brückenträgers in Querrichtung**





45

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Absturzsicherung des Brückenträgers in Querrichtung mit Schubnocken**



Japan

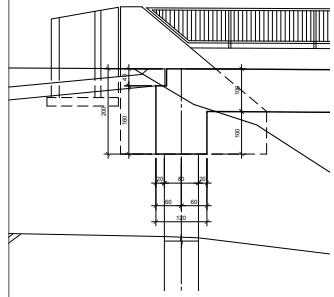


Taiwan

46

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Monolithische Verbindung zwischen Brückenträger und Widerlager**
- **Integrale Brückenkonstruktion**





47

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Monolithische Rahmenbrücken**



48

4.2 Erdbebengerechter Entwurf von Brücken

- **Monolithische Sprengwerkbrücken**



49

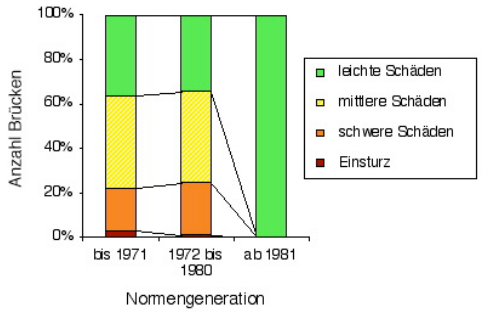
Schwachstellen bezüglich Erdbebenverhalten

- **Zwischenfugen oder Gerbergelenke**
- **Stützen mit kleinem horizontalen Verformungsvermögen (kurze Stützen, Stützen mit ausgefallener Formgebung, usw.)**
- **stark unterschiedliche Quersteifigkeit benachbarter Stützen**
- **kurze Auflagerbänke (längs oder quer)**
- **starke Krümmung oder Schiefe**
- **komplexe Geometrie im Grundriss**
- **vertikale Zuglager**
- **Fundation in rutschungsgefährdetem Baugrund**

50

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

- **Dank Erdbebenbemessung nach modernen Normen können die Schäden klein gehalten werden.**
- **Beispiel Erdbeben von Northridge, Kalifornien 1994: 233 Brücken im Hauptschadengebiet nach Baujahr (Erdbeben-Normengeneration) ausgewertet, nach [Basöz et al. 1999]**



51

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

- **In den SIA-Tragwerksnormen sind die Erdbebenbestimmungen primär auf Gebäude ausgerichtet. Für Brücken ist analog vorzugehen.**
- **Spezifische Bestimmungen für Brücken in SIA 261:**
  - **Tabelle 28 mit den konzeptionellen Massnahmen: Absturzsicherung und Überfestigkeit der Fundation**
  - **Ziffer 16.5.2.6: Bei Brücken darf die horizontale Ersatzkraft näherungsweise proportional zur Masse verteilt werden.**
- **Bei den europäische Normen befasst sich der Eurocode 8, Teil 2 im Umfang von 138 Seiten ausschliesslich mit Brücken: EN 1998-2:2005**

52

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

Einstufung in Bauwerksklassen (BWK)

BWK	Beschreibung	Bedeutungs-faktor γ_f
I	übrige Brücken	1,0
II	Normalfall für Autobahnbrücken, falls akzeptable Alternativrouten vorhanden sind	1,2
III	Autobahnbrücken ohne akzeptable Alternativrouten, Brücken auf Zufahrtswegen zu Lifeline-Gebäuden der BWK III, Brücken von grosser Bedeutung für die Zugänglichkeit eines Gebietes nach einem Erdbeben ohne akzeptable Alternativrouten.	1,4

53

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

SIA 261, Ziffer 16.4.4:

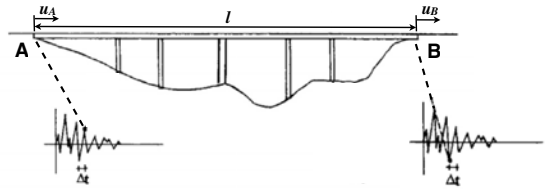
Tabelle 28: Massnahmen bei Brücken

Verbindlichkeit der Massnahmen	* empfohlen ** Ausnahmen sind zu begründen *** zwingend	BWK I	BWK II BWK III
Auflagerbereiche			
1. Trotz allfälliger Zerstörung der Lager die vertikale Tragfunktion der Auflagerbereiche gewährleisten.		***	***
2. Mindestabmessungen der Auflagerbereiche zur Absturzsicherung von Brückenträgern einhalten.		***	***
Fundation Im Baugrund nicht zugängliche Fundationsteile mit einem im vergleich zum darüber liegenden Bauteil um 30% höheren Tragwiderstand versehen.		*	**

54

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

Nichtsynchrone Anregung
zu berücksichtigen bei Absturzsicherung und Lagerwegen



- Die Bodenbewegung u_A und u_B von 2 Punkten A und B wird als völlig unkorreliert angenommen, wenn die Distanz $l \geq l_g$ ist, d.h. dann kann der Maximalwert u_{gd} bei A und B gleichzeitig auftreten.
- Bei einer Distanz $l < l_g$ wird linear interpoliert.

Baugrundklasse	A	B	C	D	E
Länge l_g	600 m	500 m	400 m	300 m	500 m

55

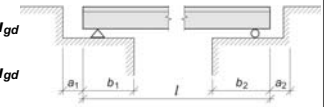
4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

Absturzsicherung bei *fester* Längslagerung

- Mindestabmessungen b_1 bzw. b_2 der Auflagerbereiche bei den Widerlagern.
- Anstelle der Gleichungen (35) und (36) der SIA 261 sollten die Formeln 6.2 und 6.3 der ASTRA-Dokumentation „Beurteilung der Erdbeben-sicherheit bestehender Strassenbrücken“ verwendet werden:

$$b_1 \geq 0{,}2\text{ m} + a_2 + (2l/l_g)u_{gd} \leq 0{,}2\text{ m} + a_2 + 2u_{gd}$$

$$b_2 \geq 0{,}2\text{ m} + a_1 + (2l/l_g)u_{gd} \leq 0{,}2\text{ m} + a_1 + 2u_{gd}$$



- l_g: Distanz ab derer die Bodenbewegung von 2 Punkten als völlig unkorreliert betrachtet werden kann.
- l: Distanz zwischen den beiden Widerlagern
- u_{gd}: Bemessungswert der Bodenverschiebung

56

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

Maximalwert der Bodenverschiebung: $u_{gd} = 0{,}05\ \gamma_I\ a_{gd}\ S\ T_C\ T_D$

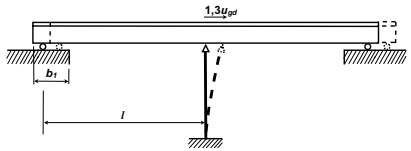
(Bemessungswert gemäss SIA 261 Ziffer 16.2.4.3)

Baugrundklasse		Zone Z1	Zone Z2	Zone Z3a	Zone Z3b
A	Harter Fels (z.B. Granit, Gneis, Quarzit, Kieselkalk, Kalk) oder weicher Fels (z.B. Sandstein, Nagelfluh, Juramergel, Opalinuston) unter max. 5 m Lockergesteinsabdeckung	2 cm	4 cm	5 cm	6 cm
B	Ablagerungen von grossräumig zementiertem Kies und Sand und/oder vorbelastete Lockergesteine mit einer Mächtigkeit über 30 m	4 cm	6 cm	8 cm	10 cm
C	Ablagerungen von normal konsolidiertem und unzementiertem Kies und Sand und/oder Moränenmaterial mit einer Mächtigkeit über 30 m	5 cm	7 cm	9 cm	11 cm
D	Ablagerungen von nicht konsolidiertem Feinsand, Silt und Ton mit einer Mächtigkeit über 30 m	6 cm	11 cm	14 cm	17 cm
E	Alluviale Oberflächenschicht der Baugrundklassen C oder D mit einer Mächtigkeit zwischen 5 und 30 m über einer steiferen Schicht der Baugrundklassen A oder B	4 cm	7 cm	9 cm	11 cm

57

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

Absturzsicherung bei *schwimmender* Längslagerung



- **Die angenommene Längsverschiebung $1{,}3u_{gd}$ des Brückenträgers entspricht dem maximalen Spektralwert der Verschiebung S_{ud}, d.h. der maximalen Relativverschiebung eines Einmassenschwingers.**
- **Die Distanz l wird vom Steifigkeitszentrum der Längslagerung bis zum betrachteten Widerlager gemessen.**
- **Für die Mindestabmessung b_1 des Auflagerbereichs beim Widerlager gilt (Formel 6.1 der ASTRA-Dokumentation):**

$$b_1 \geq 0{,}2\ \text{m} + (1{,}3 + 2l/l_g)u_{gd} \leq 0{,}2\ \text{m} + 3{,}3u_{gd}$$

58

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

Berechnungsverfahren

- **In SIA 261 wird das Berechnungsverfahren für Brücken nicht speziell geregelt.**
  Es ist analog zu den Gebäuden vorzugehen.
- **Nach Eurocode 8, Teil 2 Brücken, ist grundsätzlich das Antwortspektrenverfahren anzuwenden. Unter gewissen Voraussetzungen ist das Ersatzkraftverfahren erlaubt.**
- **Der Eurocode 8, Teil 2 Brücken, unterscheidet 3 Ersatzkraftverfahren:**
  - **Modell mit starrem Überbau (rigid deck model)**
  - **Modell mit flexiblen Überbau (flexible deck model)**
  - **Modell mit Einzelpfeilern (individual pier model)**

59

4.3 Erdbebenbestimmungen für Brücken

Bemessungsverfahren

- **Nach SIA 261 erfolgt die Bemessung analog zu Gebäuden:**
  - **duktiles Tragwerksverhalten**
  - **nicht duktiles Tragwerksverhalten.**
- **Der Eurocode 8, Teil 2 Brücken, kennt 2 Bemessungsverfahren:**
  - **duktiles Tragwerksverhalten:**
    Methode der Kapazitätsbemessung mit eigenen Regeln für Stahlbeton, für übrige Bauweisen wird auf EC 8, Teil 1 verwiesen.
  - **beschränkt duktiles Tragwerksverhalten:**
    vereinfachte Kapazitätsbemessung.

60

ETH Studiengang Bauingenieurwissenschaften Master: Vertiefung Konstruktion

Erdbebensicherung von Bauwerken II

4. Brücken: 2. Teil

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken
4.5 Erdbebenbemessung von Brücken

Dr. Thomas Wenk

Herbstsemester 2008

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Berechnungsverfahren

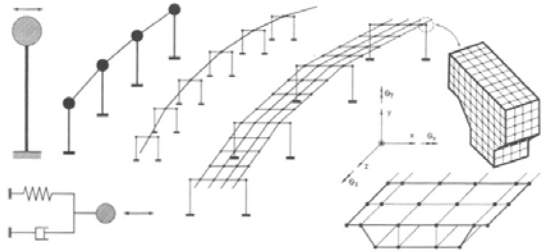
- **Lineare Verfahren**
  - **Ersatzkraftverfahren**
    - **Balkenbrücken in Längsrichtung**
    - **regelmässige Balkenbrücken in Querrichtung**
    - **Plausibilitätskontrolle von Computerberechnungen**
  - **Antwortspektrenverfahren**
    - **Allgemein anwendbar**
    - **unregelmässige Balkenbrücken**
    - **Bogenbrücken, Schrägseilbrücken, Hängebrücken**
- **Nichtlineare Verfahren**
  - **Nichtlineare statische Analyse (Pushover-Analyse)**
    - **Überprüfung bestehender Brücken**
  - **Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung**
    - **Spezialfälle**

2

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Modellbildung

- **Das Berechnungsmodell muss das Erdbebenverhalten der Brücke genügend genau erfassen.**
- **Die Steifigkeits- und Massenverteilung muss so abgebildet werden, dass die wesentlichen Eigenformen aktiviert werden.**



[Priestley et al. 1996]

3

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Modellbildung

- **Annahmen für die Steifigkeit:**
  - **Nachgiebigkeit des Baugrunds (EvB I, Kap. 6.1, S. 4)**
  - **Rissebildung bei Stahlbetonstützen berücksichtigen (EvB I, Kap. 6.1, S. 7)**
- **Annahmen für die Massen:**
  - **ständige Massen (Eigengewicht, Auflasten)**
  - **bei Strassen-, Fuss- und Radwegbrücken ist der Reduktionsbeiwert für die Verkehrslasten $\psi_2 = 0$ d.h. es sind keine quasi-ständigen Massen zu berücksichtigen**
  - **bei Eisenbahnbrücken sind die Verkehrslasten zu berücksichtigen Reduktionsbeiwerte für Lastmodelle 1, 2, 4 und 5:**
    - **Eurocode 8, Teil 2: $\psi_2 = 0{,}3$**
    - **SIA 260: $\psi_2 = 0{,}8$ (vermutlich Druckfehler in Tabellen 11 und 13)**

4

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Modellbildung

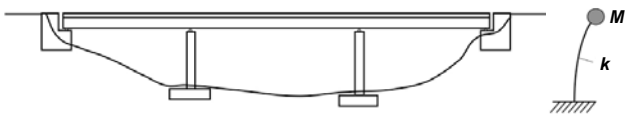
- Annahmen für die Dämpfung:
- Gemäss SIA 261 gilt unabhängig vom Baustoff ein äquivalentes viskoses Dämpfungsmass $\xi = 0{,}05$
- Der Eurocode 8, Teil 2, unterscheidet folgende Baustoffe:
  - Stahlbeton $\xi = 0{,}05$
  - genieteter/geschraubter Stahl $\xi = 0{,}04$
  - geschweisster Stahl $\xi = 0{,}02$
  - Spannbeton $\xi = 0{,}02$

5

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Ersatzkraftverfahren in Längsrichtung: Modell mit starrem Überbau

- geeignet für gerade Balkenbrücken mit *schwimmender* Längslagerung
- einfaches EMS-Modell
- Stützen mit festem Längslager: $k_i = 3EI/h^3$
- monolithisch verbundene Stützen: $k_i = 12EI/h^3$
- Gesamtsteifigkeit $k = \sum k_i$
- gesamte Masse des Überbaus: M
- Grundschwingzeit: $T_1 = 2\pi \sqrt{M/k}$



6

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Ersatzkraftverfahren in Längsrichtung: Modell mit starrem Überbau

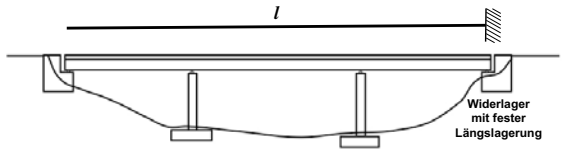
- ebenfalls geeignet für gerade Balkenbrücken mit *fester* Längslagerung
- Falls das Widerlager als horizontal starr angenommen wird, ergibt sich ein starres System mit der Grundschwingzeit T_1 gegen null.
- Alternativ kann eine horizontale Steifigkeit k des Widerlagers bestimmt werden, z.B. bei hohen Widerlagern:
  Grundschwingzeit $T_1 = 2\pi \sqrt{M/k}$
  mit M: Masse des Brückenträgers

7

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Ersatzkraftverfahren in Längsrichtung: Modell mit flexiblem Überbau

- geeignet für gerade Balkenbrücken mit *fester* Längslagerung
- Längsschwingung eines Stabes mit konstantem Querschnitt und gleichförmig verteilter Masse.
- Grundschwingzeit $T_1 = 4l \sqrt{\rho/E}$ [Bachmann, Ammann 1987]
  l: Länge des Überbaus
  ρ: Dichte des Überbaus (Masse pro Volumeneinheit)
  E: Elastizitätsmodul des Überbaus

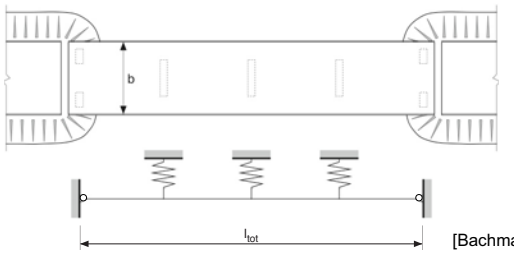


8

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Ersatzkraftverfahren in Querrichtung: Modell mit starrem Überbau

- geeignet für relativ breite Balkenbrücken
- einfaches EMS-Modell
- Gesamtsteifigkeit $k = \sum k_i$
- k_i: Steifigkeit einer quer mit dem Überbau verbunden Stütze
- Lagerung bei den Widerlagern als querverschieblich angenommen



[Bachmann 2002]

9

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Ersatzkraftverfahren in Querrichtung: Modell mit starrem Überbau

- Voraussetzungen:
  - Die Verformungen des Überbaus in Querrichtung sind gegenüber den Querverschiebungen der Pfeilerköpfe vernachlässigbar.
  - Dies ist der Fall, wenn folgende Limiten gemäss EC8-2, Gleichung (4.11) eingehalten werden:
    - $L/B \leq 4{,}0$ oder $\Delta_d/d_a \leq 0{,}2$
    - Δ_d : maximale Differenz der Querverschiebung und
    - d_a : durchschnittliche Querverschiebung aller Pfeilerköpfe unter Erdbebeneinwirkung oder einer Last mit ähnlicher Verteilung

10

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Ersatzkraftverfahren in Querrichtung: Modell mit flexiblem Überbau

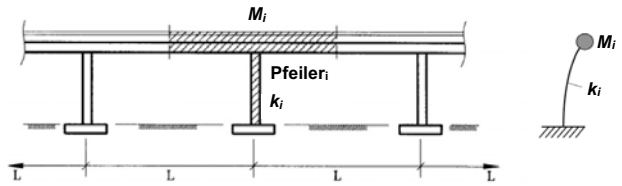
- geeignet für Balkenbrücken
- basierend auf der Rayleigh-Methode
- Berechnung des äquivalenten EMS zur Grundschwingungsform des Überbaus in Querrichtung
- aufwendiger im Vergleich zum Modell mit starrem Überbau oder zum Modell des Einzelpfeilers
- Meist empfiehlt es sich, direkt das Antwortspektrenverfahren anzuwenden.

11

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Ersatzkraftverfahren in Querrichtung: Modell des Einzelpfeilers

- geeignet für relativ schlanke Balkenbrücken in Querrichtung
- Jeder Pfeiler wird für sich als EMS betrachtet mit einer mitwirkenden Masse M_i anteilmässig aus dem Überbau.
- Die Summe der Massen M_i ist geleich der Gesamtmasse des Überbaus
- Grundschwingzeit $T_i = 2\pi \sqrt{M_i/k_i}$
- Falls für benachbarte Pfeiler die Bedingung $0{,}9 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1{,}1$ nicht eingehalten ist, muss die Massenverteilung angepasst werden (EC8-2, Gleichung 4.19).



12

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Antwortspektrenverfahren

- Im Allgemeinen wird ein 3D-Modell erforderlich.
- Für gerade Brücken ist ein 2½D-Modell ausreichend: „Kamm“- Modell
- zu berücksichtigende Eigenformen:
  Summe der effektiven modalen Massen soll ≥ 90% Gesamtmasse sein.
- Überlagerung mit der SRSS-Regel oder der CQC-Regel bei nahe zusammenliegenden Eigenschwingzeiten [Chopra 2007]





13

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Pushover-Analyse

- Problematisch ist die Verteilung der horizontalen Verschiebungen im Grundriss.
- Vorgehen nach EC8-2 Anhang H:
  - 2 Verteilungen sind zu untersuchen:
    - gleichförmige Verteilung der Verschiebung entlang des Überbaus
    - Verteilung der Verschiebung proportional zur ersten Eigenform.
  - Als Referenzpunkt für die Zielverschiebung ist der Massenschwerpunkt des Überbaus mit dem Antwortsprektrenverfahren zu bestimmen.
- Alternatives Vorgehen:
  - Horizontaler Verschiebungsbedarf jeder Stütze mit dem Antwortsprektrenverfahren bestimmen (q = 1).
  - Pushover-Analyse jeder Stütze einzeln in Richtung des berechneten Verschiebungsbedarfs durchführen.

14

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Erdbebenanregung

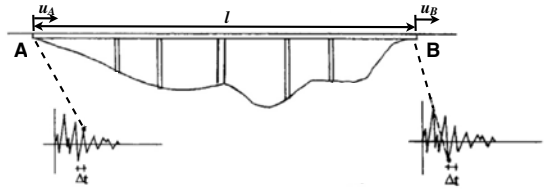
- Nach SIA 261 können die Anregungen in den beiden Hauptrichtungen des Grundrisses separat betrachtet werden.
- Nach EC8-1 (Gleichungen 4.21 bis 4.23) sind die Auswirkungen infolge der Anregungen in die 3 Hauptrichtungen zu kombinieren:
  - 1,0 E_{Edx} "+" 0,3 E_{Edy} "+" 0,3 E_{Edz}
  - 0,3 E_{Edx} "+" 1,0 E_{Edy} "+" 0,3 E_{Edz}
  - 0,3 E_{Edx} "+" 0,3 E_{Edy} "+" 1,0 E_{Edz}
- Beim Antwortspektrenverfahren mit 3D-Modellen empfiehlt es sich direkt die Anregungen zu kombinieren.
- Vertikale Anregung
  - auf Stützen:
    kann bei schwacher bis mittlerer Seismiziät vernachlässigt werden.
  - auf Lager und auf vorgespannte Brückenträger:
    ist zu berücksichtigen (EC8-2 Abschnitt 4.1.7).

15

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Nichtsynchrone Anregung

- Die nichtsynchrone Anregung ist zu berücksichtigen bei:
  - Absturzsicherung
  - Dehnwege der Lager
  - Dehnwege der Fahrbahnübergänge (bei BWK III)
  - Bogenbrücken



16

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Berechnung der Verschiebungen

- Die horizontale Verschiebung u unter Erdbebenanregung setzt sich zusammen aus der Relativverschiebung u_d und der Bodenverschiebung u_{gd}:
  $u = u_d + u_{gd}$
- Relativverschiebung:

  $u_d = q \cdot u_{el}$ (SIA 261, Gleichung 47)

  q: Verhaltensbeiwert
  u_{el}: aufgrund des Bemessungsspektrums berechneter elastischer Anteil der Verschiebung
- Bei der Bodenverschiebung interessiert meist die maximale Differenz zweier Fundationspunkte im Abstand l: $2u_{gd}/l_g$.

17

4.4 Erdbebenberechnung von Brücken

Zusammenfassende Empfehlung zum Vorgehen

- Für Vorbemessung und Plausibilitätskontrolle das Ersatzkraft-verfahren mit dem Modell „starrer Überbau“ in Längs- und Querrichtung verwenden.
- Für die Erdbebenbemessung das Antwortspektrenverfahren verwenden.
- Meist wird für die Bemessung einer Brücke (Verkehrslasten usw.) sowieso ein FE-Modell verwendet, das relativ einfach fürs Antwortspektrenverfahren ergänzt werden kann.
- Bei der Überprüfung bestehender Brücken für besonders kritische Stützen die Pushover-Analyse anwenden.

18

4.5 Erdbebenbemessung von Brücken

- Für Balkenbrücken sollte die Bemessung nach dem duktilen Tragwerksverhalten erfolgen:
  - Kapazitätsbemessung
  - Stabiler plastischer Mechansimus mit plastischen Bereichen in den Stützen sichergestellt.
- Balkenbrücken mit schlanken Stützen bei niedriger Erdbeben-anregung bleiben meist elastisch, so dass das nicht duktile Tragwerksverhalten ausreichend ist.
- Andere Brückenarten (Bogenbrücken, Schrägseilbrücken, Hängebrücken) sind nach dem nicht duktilen Tragwerksverhalten zu bemessen.

19

4.5 Erdbebenbemessung von Brücken

Verhaltensbeiwerte für Stahlbeton

SIA 262

Bewehrungsstahl	nicht duktiles Verhalten	duktiles Verhalten
A	1,5	---
B	2,0	3,0
C	2,0	4,0
Spannstahl	1,5	---

EC8-2

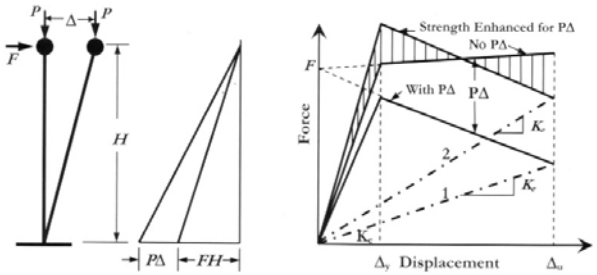
Bauteil	begrenzt duktiles Verhalten	duktiles Verhalten
Vertikale Pfeiler	1,5	3,5
Geneigte Streben	1,2	2,1
Bögen	1,2	2,0
Widerlager	1,5	1,5

20

4.5 Erdbebenbemessung von Brücken

P-Δ-Effekt

- **Der Einfluss der Theorie 2. Ordnung (P-Δ-Effekt) auf die kritischen Querschnitte (plastischen Gelenke) kann näherungsweise über die Energiedissipation berücksichtigt werden.**
- **Erhöhung des Tragwiderstands um: $\Delta M = P(\Delta_y + \Delta_u)/2$ wobei $(\Delta_y + \Delta_u)/2 = \Delta_y(1+q)/2$ (EC8-2 Gleichung 5.3)**



[Priestley et al. 2007]

21

4.6 Literatur

Bachmann H., Ammann W.: Schwingungsprobleme bei Bauwerken, IVBH, Zürich 1987.

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

Basöz N.I., Kiremidjian A.S., King S.A., Law K.H.: Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake. Earthquake Spectra, Vol. 15 No. 1, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California 1999.

Chopra A.K.: Dynamics of Structures. Prentice Hall, 2007.

EN 1998-1:2004: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten. SIA, Zürich 2005.

EN 1998-2:2005: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 2: Brücken. SIA, Zürich 2006.

Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J.: Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS Press, Pavia 2007.

Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, Chichester 1996.

SIA 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizer Norm, Zürich 2003.

SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizer Norm, Zürich 2003.

SIA 262: Betonbauten. Schweizer Norm, Zürich 2003.

Wenk T.: Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken, Dokumentation des Bundesamts für Strassen (ASTRA).
www.astra.admin.ch/dienstleistungen/00129/00183/00518/index.html?lang=de
Bern 2005.

22

Leere Seite

ETH Studiengang Bauingenieurwissenschaften Master: Vertiefung Konstruktion

Erdbebensicherung von Bauwerken II

5. Bestehende Gebäude

Dr. Thomas Wenk

Herbstsemester 2008

Inhaltsübersicht

5.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen
5.2 Altersstruktur der Bausubstanz
5.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit
5.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit
5.5 Dreistufiges BWG-Verfahren
5.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung
5.7 Beispiele der Erdbebenertüchtigung
5.8 Kosten der Erdbebenertüchtigung

2

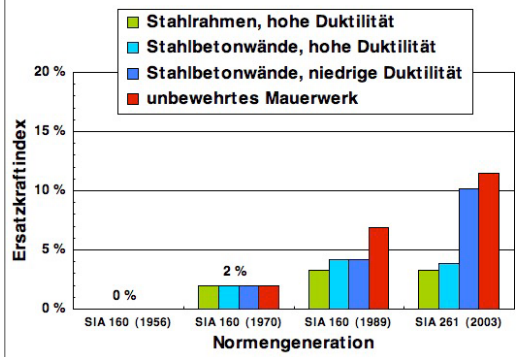
5.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen

- **vor 1970:**
  - **keine Bestimmungen**
- **1970 - 1989: SIA 160, Ausgabe 1970**
  - **horizontale Ersatzkraft von 2% (bzw. 5% Kt. BS) des 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**

3

5.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen

Ersatzkraftindex für Zone Z1, BGK C, BWK I

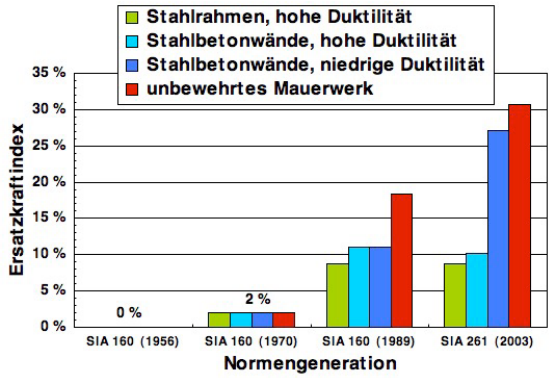


- **Zwei Trends:**
  - **generelle Anhebung mit jeder Normengeneration**
  - **stärkere Differenzierung nach Bauweise**
- **Annahmen des Vergleichs:**
  - **Maximalwert der Bemessungsspektren**
  - **Widerstände bezogen auf SIA 160ff (1989)**

4

5.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen

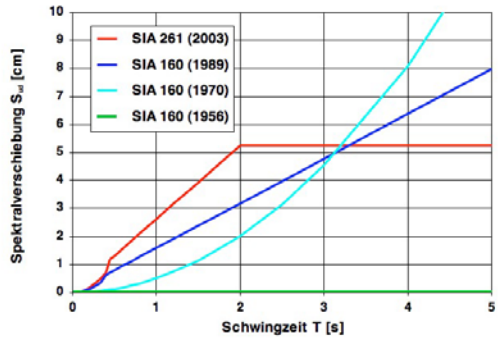
Ersatzkraftindex für Zone Z3b, BGK C, BWK I



5

5.1 Geschichtliche Entwicklung der Erdbebennormen

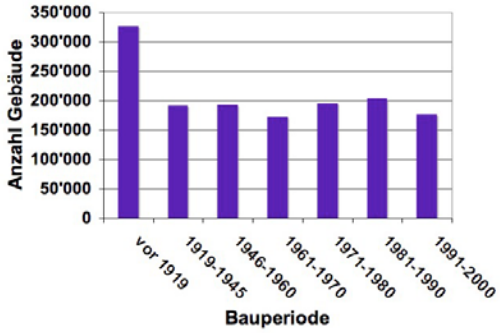
Vergleich der Spektralverschiebung für Zone Z1, BGK C, BWK I



6

5.2 Altersstruktur des Gebäudebestandes

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

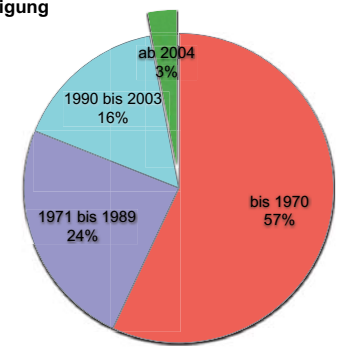


[BFS 2004]

7

5.2 Altersstruktur des Gebäudebestandes

- **Anzahl Neubauten pro Jahr erreichte in den letzen 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

5.2 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.**

9

5.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

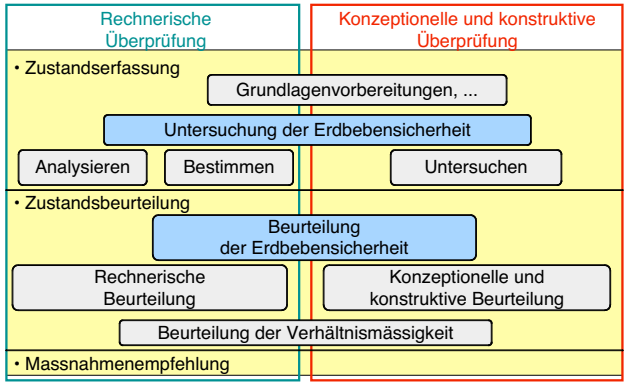
Anlass einer Überprüfung

- **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 derer Erdbebenbestimmungen ist kantonal unterschiedlich geregelt.**
- **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)**

10

5.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Vorgehen bei der Überprüfung



[Vogel 2005]

11

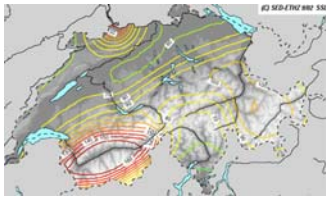
5.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

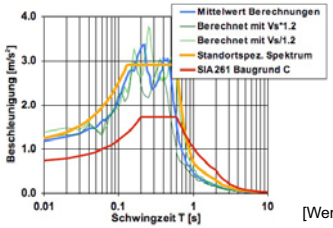
- **Neubau:**
  - **Tragwerkskonzept und Berechnungsmodell können vom Ingenieur interaktiv entwickelt werden.**
  - **Tragwiderstand und Duktilität können den Erfordernissen angepasst werden.**
- **Bestehendes Bauwerk:**
  - **Tragwerk ist gegeben**
  - **Berechnungsmodell muss das bestehende Tragwerk ausreichend gut abbilden.**
  - **Tragwiderstand und Duktilität können nicht oder nur mit grossem Aufwand den Erfordernissen angepasst werden.**
- **Fazit:**
  - **Bei der Überprüfung lohnt es sich oft, Einwirkung, Auswirkungen, Widerstände und Verformungsvermögen genauer zu ermitteln, um die Ertüchtigungskosten zu reduzieren oder ganz auf eine Ertüchtigung verzichten zu können.**
  - **Vereinfachungen in den Normen können durch raffiniertere Untersuchungen im Einzelfall ersetzt werden.**

12

5.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Erdbebeneinwirkung





- Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} direkt von der Isoliniengefährdungskarte ablesen.
- Standortspezifisches Antwort-spektrum durch eine boden-dynamische Untersuchung bestimmen.
- Spektrale Mikrozonierung verwenden.

[Wenk 2005]

13

5.3 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
  - inelastische statische Verfahren:
    - Modale Pushover Analyse (Kap. 2.2.8)
    - Capacity Spectrum Method (Kap. 2.2.9)
    - weitere Hinweise in SIA 2018 Ziffer 4.3: Verformungsbasierte Tragwerksanalyse

14

5.3 Überprüfung der Erdbebensicherheit

Nachweiskonzept

- Kraftbasiertes Verfahren
  - Voraussetzungen für duktiles Tragwerksverhalten bei bestehenden Bauten praktisch nie nicht erfüllt.
  - Verhaltensbeiwert für nicht duktiles Tragwerksverhalten nur q = 1,5 ÷ 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 [Lang 2005] oder EC 8, Teil 3, Anhang C, möglich
    - Normierung des verformungsbasierten Tragwerksanalyse beim SIA in Vorbereitung.

15

5.3 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)
  - $\alpha_{eff} = C_d / w_d \, (0{,}5 \, A_d)$

16

5.3 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

17

5.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Personenrisiko

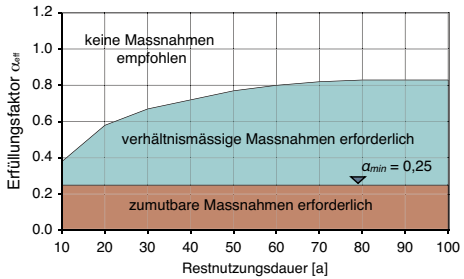
- Die Verhältnismässigkeit und die Zumutbarkeit wird beurteilt durch die Gegenüberstellung von Kosten und Nutzen einer Erdbeben-ertüchtigungsmassnahme unter Berücksichtigung der Sicherheitsansprüche des Individuums [SIA 2018 Ziffer 10.1].
- Individualrisiko:
  - Wahrscheinlichkeit mit der eine einzelne 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).

18

5.4 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.

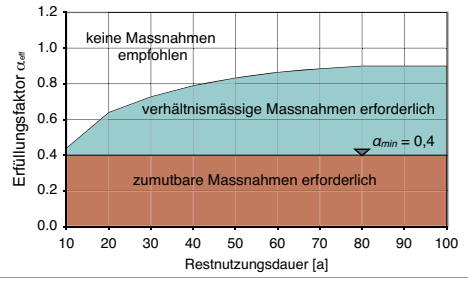


19

5.4 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.



20

5.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Rettungseffizienz

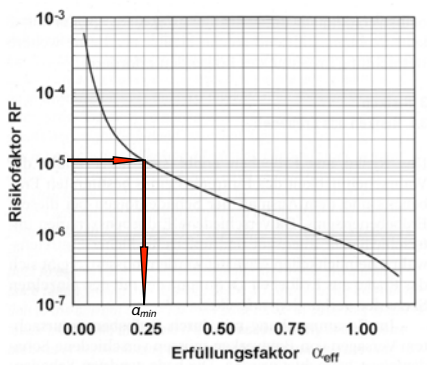
- **Die Risikoreduktion ΔR_M berechnet sich als Produkt aus der mittleren Personenbelegung *PB* und der Differenz der Risikofaktoren ΔRF vor und nach der Umsetzung einer Massnahme:**
  $\Delta R_M = \Delta RF \cdot PB$ [gerettete Menschenleben pro Jahr]
- **Zur Bestimmung der Sicherheitskosten SK_M werden die Investitionskosten 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

21

5.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Risikofaktor RF

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

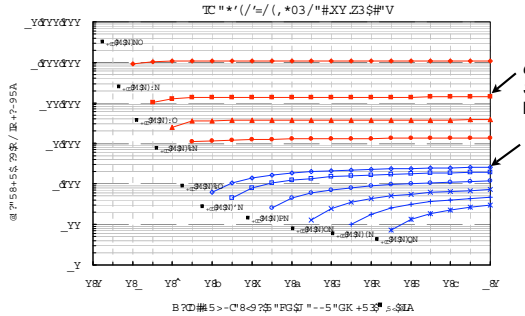


[SIA 2018, Figur 7]

22

5.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Fallbeispiele zur Bestimmung der Investitionskosten SIK_M bei BWK I und II



α_{eff} = 0,1 ; α_{int} = 1,0
SIK_M = 140'000.- pro Person

α_{eff} = 0,25 ; α_{int} = 1,0
SIK_M = 2'600.- pro Person

[BWG 2005b]

23

5.4 Verhältnismässigkeit und Zumutbarkeit

Folgerungen

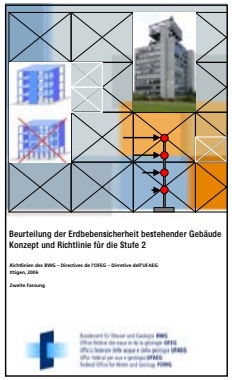
- **Fällt der Erfüllungsfaktor α_{eff} unter den minimalen Reduktionsfaktor α_{min} = 0,25 sind meist Ertüchtigungsmassnahmen unter dem Kriterium der Zumutbarkeit auszuführen.**
- **Bei einem Erfüllungsfaktor α_{eff} über etwa 0,3 werden Ertüchtigungsmassnahmen in der Regel unverhältnismässig (Ausnahme 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.**

24

5.5 Dreistufiges BWG-Verfahren



Stufe 1
2. Fassung
2005



Stufe 2
2. Fassung
2006



Stufe 3
1. Fassung
2005

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

25

5.5 Dreistufiges BWG-Verfahren

- **Das frühere Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) hat ein dreistufiges Verfahren zur Überprüfung der Erdbebensicherheit 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.**

26

5.5 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.**

27

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, Schadenausmass:

Funktionsklasse:	**AIF**
! FK I	1
! FK II	2
! FK III	5

ADP = 0,1 • ☐ • ☐ **/ 24 •** ☐ **/ 7 =** ☐

ADS = ☐ **AZPS = (ADS + ADP) • AIF =** ☐

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

WEPB = WEP • WB = ☐

[BWG 2005a]

28

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**	**Fundation**	**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) = ☐

Kennzahlen für die Prioritätensetzung

WZ = WEPB • WBAU = ☐

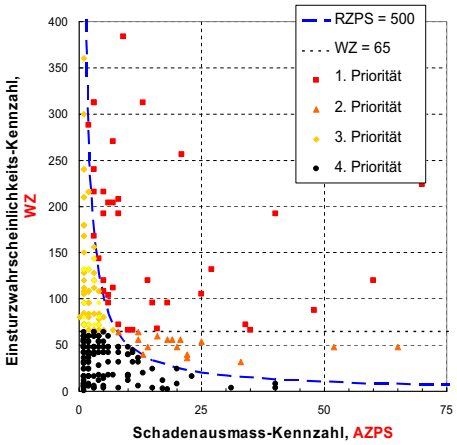
RZPS = AZPS • WZ = ☐☐☐☐

[BWG 2005a]

29

5.5 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]

30

5.5 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: $0{,}25 \le \alpha_{eff} < 0{,}8$ Stufe 3 bei Umbau oder Sanierung**
  3. **Priorität: $\alpha_{eff} \ge 0{,}8$ 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].**

31

5.6 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**



32

5.6 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.

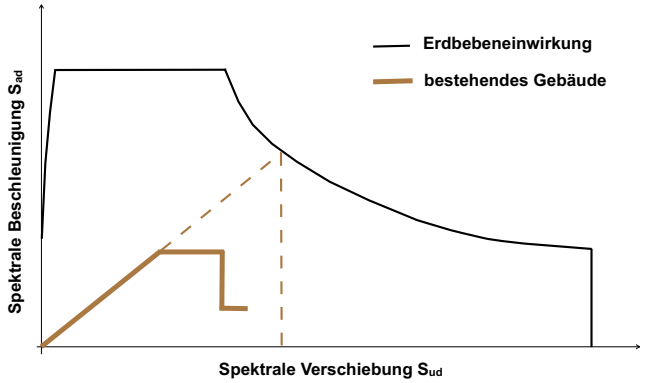




33

5.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

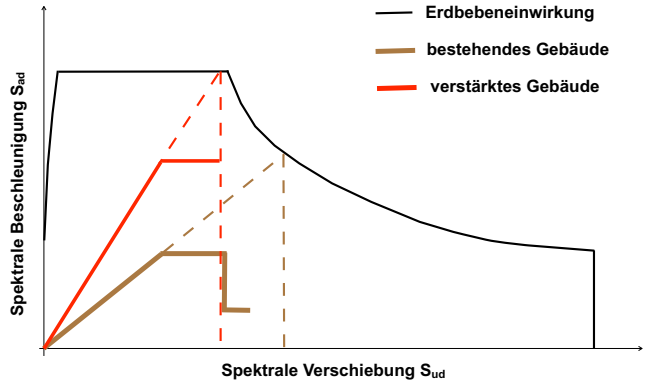
Kapazitätskurve eines bestehenden Gebäudes im Vergleich mit der Bedarfskurfe als elastisches Bemessungsspektrum im ADRS-Format



34

5.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

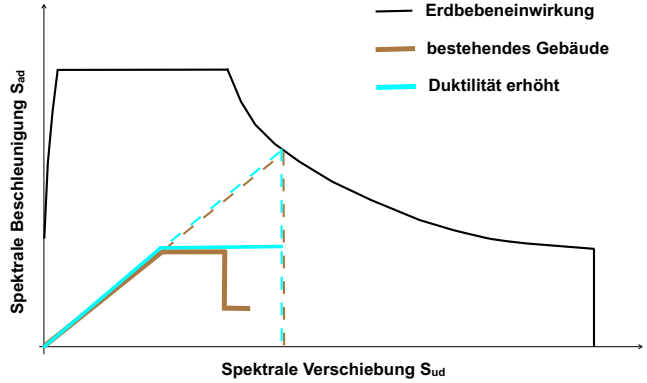
Verstärken



35

5.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

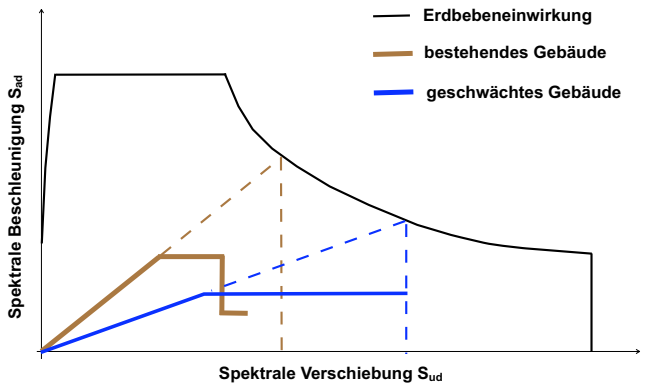
Duktilität erhöhen



36

5.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

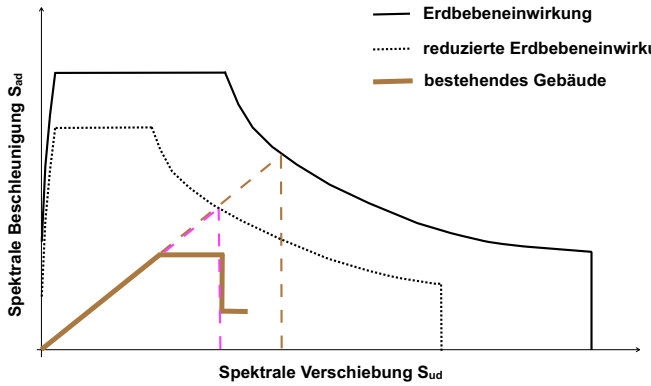
Schwächen



37

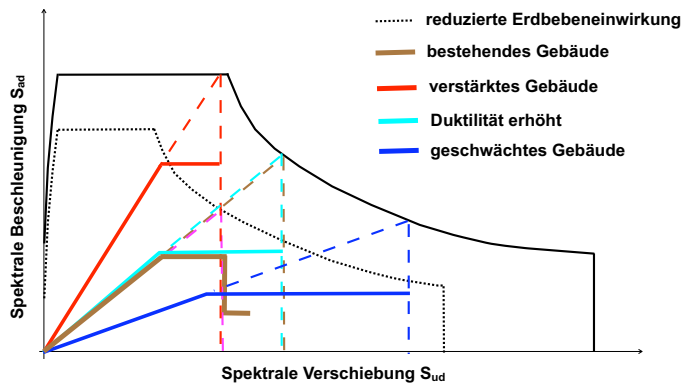
5.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung

Reduktion der Einwirkung



38

5.6 Strategien der Erdbebenertüchtigung



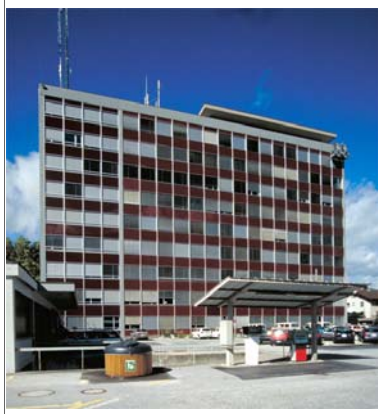
39

5.7 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
  - Gymnasium in Gossau
  - Wohnhaus mit Einkaufszentrum in Fribourg
  - Kinderklinik in Aarau
  - Radiostudio Zürich
  - 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

40

Kommandozentrale der Kantonspolizei in Sion

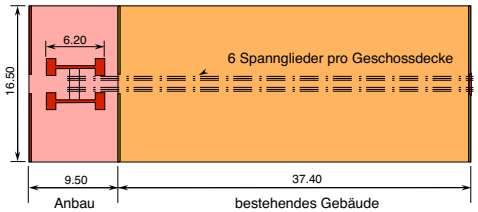


- **Istzustand:**
  - keine horizontale Aussteifung in Gebäudelängsrichtung.
- **Ertüchtigung:**
  - Verstärkung in Längsrichtung durch Anbau
  - Sicherung nichttragender Mauerwerkswände mit Polyestergeweben.
  - Horizontale Sicherung der untergehängten Decken und anderer Einbauten.

41

Kommandozentrale der Kantonspolizei in Sion





42

Kommandozentrale der Kantonspolizei in Sion



Kenndaten	
Nutzung	Kommando-zentrale
Baujahr	1962
Jahr der Ertüchtigung	1998
Bauwerksklasse	III
Erdbebenzone	Z3b
Baugrundklasse	standort-spezifisch
Personenbelegung *PB*	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]

43

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

44

Feuerwehrgebäude in Visp

Giebelwand aus unbewehrtem Mauerwerk mittels CFK-Lamellen verstärkt



45

Feuerwehrgebäude in Visp



Kenndaten	
Nutzung	Feuerwehr
Baujahr	1974
Jahr der Ertüchtigung	2002
Bauwerksklasse	III
Erdbebenzone	Z3b
Baugrundklasse	mittelsteif
Personenbelegung *PB*	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]

46

Unterwerk in Basel



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

47

Unterwerk in Basel



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

[Koller 2008]

48

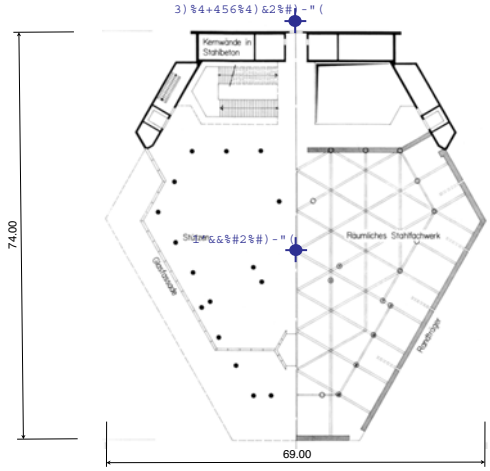
Hörsaalgebäude HPH der ETH Zürich



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

49

Hörsaalgebäude HPH der ETH Zürich



[Schefer 1995]

50

Hörsaalgebäude HPH der ETH Zürich



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

51

EMPA-Verwaltungsgebäude in Dübendorf



- **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**

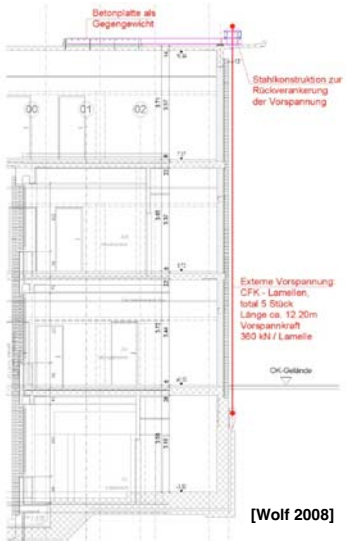
52

EMPA-Verwaltungsgebäude in Dübendorf



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

53



[Wolf 2008]

EMPA-Verwaltungsgebäude in Dübendorf

Kenndaten

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

54

Schule in Monthey



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

55

Schule in Monthey



56

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]

57

Gymnasium in Gossau



- Istzustand:
  - In Längsrichtung durch Stahlbetontragwand ausgesteift.
  - In Querrichtung durch unbewehrte Mauerwerks-wände ausgesteift.
  - Mauerwerkswände im Erdgeschoss unterbrochen. (Softstory)
- Ertüchtigung:
  - Mauerwerkswände durch CFK-Lamellen verstärkt.
  - Neue Stahlbetontragwand im Erdgeschoss.

58

Gymnasium in Gossau



Kenndaten	
Nutzung	Wohnen (Internat)
Baujahr	1961
Jahr der Ertüchtigung	2001
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	mittelsteif
Personenbelegung *PB*	25
Erfüllungsfaktor a_{eff} (SIA 160)	0,3
Erfüllungsfaktor a_{int} (SIA 160)	1,0
Kosten SIK_M in CHF	370'000
SIK_M / Gebäudewert	10%

[Borgogno 2001]

59

Wohnhaus mit Einkaufszentrum in Fribourg

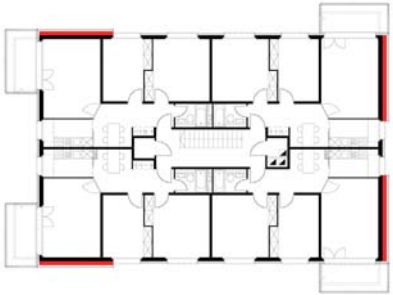


- Istzustand:
  - Mauerwerkswände in den Obergeschossen
  - Stahlbetonstützen im Erdgeschoss (Softstory)
- Ertüchtigung:
  - Je zwei neue schlanke Stahlbetontragwände pro Hauptrichtung, die über alle Geschosse laufen.

60

Wohnhaus mit Einkaufszentrum in Fribourg





Grundriss der Obergeschosse

[Lateltin 2003]

61

Wohnhaus mit Einkaufszentrum in Fribourg



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

[Lateltin 2003]

62

Kinderklinik in Aarau



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

63

Kinderklinik in Aarau



Kenndaten	
Nutzung	Bettenhaus
Baujahr	1954
Jahr der Ertüchtigung	1999
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	standort-spezifisch
Personenbelegung *PB*	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%

[Koller 2000]

64

Radiostudio Zürich



- **Istzustand:**
  - **In Längsrichtung fehlt ein genügendes Aussteifungs-system.**
  - **In Querrichtung sind mehrere über die ganze Höhe laufende Stahlbetontragwände vorhanden.**
- **Ertüchtigung:**
  - **In Längsrichtung zwei neue exzentrische Stahlfachwerke.**

65

Radiostudio Zürich



Kenndaten	
Nutzung	Radiostudio
Baujahr	1970
Jahr der Ertüchtigung	2004
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z1
Baugrundklasse	C
Personenbelegung *PB*	150
Erfüllungsfaktor a_{eff}	0,3
Erfüllungsfaktor a_{int}	1,0
Kosten SIK_M in CHF	340'000
SIK_M / Gebäudewert	2,3%

66

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**

67

Gymnasium in Bern



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

68

Verwaltungsgebäude in St. Maurice



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

69

Verwaltungsgebäude in St. Maurice



[Peruzzi 2007]

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

70

Wohngebäude in Crans-Montana



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

71

Wohngebäude in Crans-Montana



[Gasser 2004]

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

72

Praktikumsgebäude HPP der ETH Zürich

Istzustand konnte als genügend erdbebensicher akzeptiert werden.



Kenndaten

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

73

Wohnhaus in Kriessern SG

Istzustand konnte als genügend erdbebensicher akzeptiert werden.



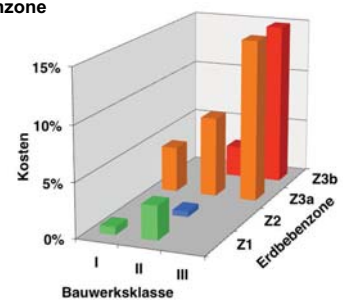
Kenndaten

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

74

5.8 Kosten der Erdbebenertüchtigung

- **Auswertung von 22 ausgeführten Erdbebenertüchtigungen von Gebäuden in der Schweiz**
- **Grosse Bandbreite der Kosten von 0,4% bis 30% des Gebäudeversicherungswertes**
- **Konstruktive Randbedingungen haben grösseren Einfluss auf Kosten als z.B. Bauwerksklasse oder Erdbebenzone**



[Wenk 2008]

75

5.9 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.

Borgogno W. (2001): Erdbebenertüchtigung eines Hochhauses. Tec21, Schweizer Ingenieur und Architekt (SI+A), Nr. 36/2001.

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.

76

5.9 Literatur

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

EN 1998-3 (2005): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung 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 Erdbeben-ertüchtigung von Gebäuden. Dokumentation SIA D0162, Erdbebenvorsorge in der Schweiz, Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Koller M.G.. Vögtli 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

77

5.9 Literatur

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.

SIA 462 (1994): Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke. Richtlinie, Zürich.

SIA 2018 (2004): Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben. Merkblatt, Zürich.

Vogel T. (2005): Einführung Grundsätze, Massnahmenempfehlung in: Überprüfung bestehender Gebäude, Einführung in das Merkblatt SIA 2018, Dokumentation SIA D 0211, Zürich.

Truffer Ph., Fischli F., Rosati F., Berset Th., Schwegler G. (2004): Sicherung mit vorgespannten CFK-Lamellen. Baublatt Nr. 29, Rüschlikon ZH.

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

Wenk T. (2008): Was kostet die Erdbebensicherung von Gebäuden? Tec21, Heft 35/2008 18-22, Zürich.

Wolf F. (2008): Instandsetzung Verwaltungsgebäude EMPA Dübendorf, Synaxis-Referenzblatt, Zürich.

78

Leere Seite

ETH Studiengang Bauingenieurwissenschaften Master: Vertiefung Konstruktion

Erdbebensicherung von Bauwerken II

6. Seismische Isolierung

Dr. Thomas Wenk

Herbstsemester 2008

Inhaltsübersicht

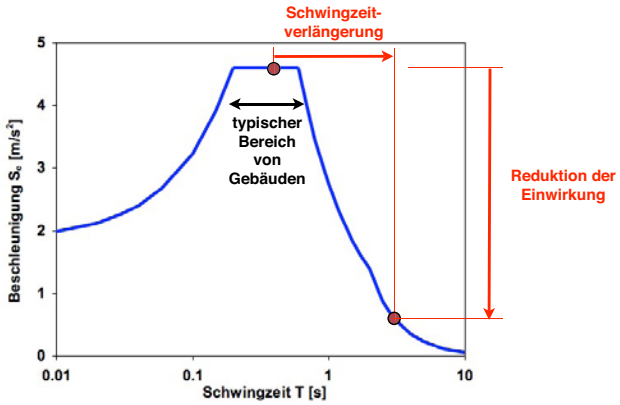
6.1 Prinzip der seismischen Isolierung
6.2 Isolierungssysteme
6.3 Tragwerksanalyse
6.4 Einsatzmöglichkeiten
6.5 Normenbestimmungen
6.6 Anwendungsbeispiele
- **historischer Rückblick**
- **Chemieanlagen**
- **Gebäude**
- **Brücken**

6.7 Literatur

2

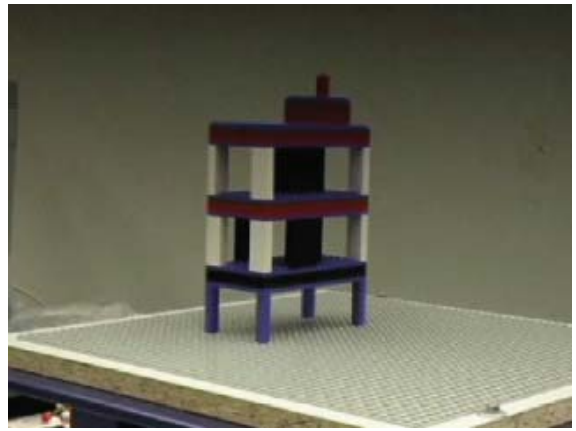
6.1 Prinzip der seismischen Isolierung

Tiefabstimmung des Tragwerks auf die Erdbebenanregung



3

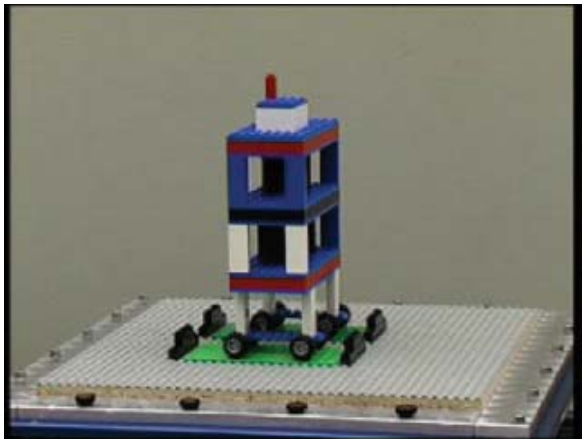
Lego-Rütteltischversuch ohne Isolierung



[Dazio 2007]

4

Lego-Rütteltischversuch mit Isolierung



[Dazio 2007]

5

UCSD-Rütteltischversuch



[youtube.com/watch?v=kzVvd4Dk6sw]

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

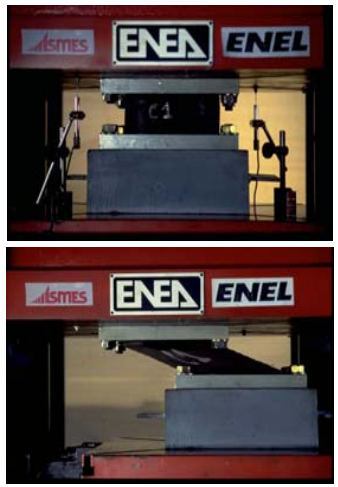
6

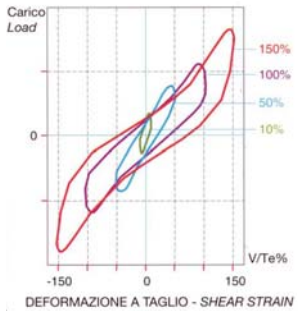
6.2 Isolierungssysteme

- Elastomerlager
  - normal- oder hochdämpfend
  - grosse Schubverformungsfähigkeit
- Bleikernlager
  - sehr hoch dämpfend dank Bleikern
- Gleitpendellager
  - konkave Gleitplatte
- Gleitlager
  - meist in Kombination mit anderen Vorrichtungen
- weiche Bauteile
  - schwimmende Lagerung einer Balkenbrücke
  - Hängebrücken

7

Elastomerlager

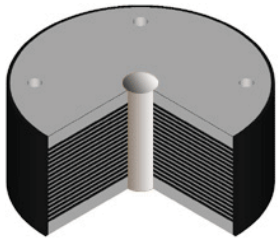




[Marioni 2003]

8

Bleikernlager

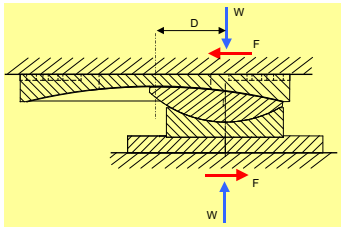


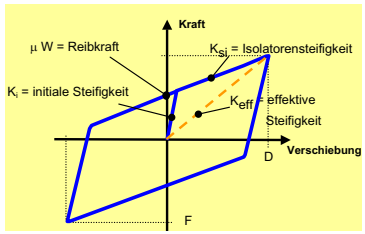
[FIP Industriale 2007]

- **Gummilager mit zusätzlicher Dämpfung dank plastischer Verformung des Bleikerns**
- **Äquivalente viskose Dämpfung bis zu 40%**
- **Geeignet für hohe Seismizität mit grossem Verschiebungsbedarf.**

9

Gleitpendellager





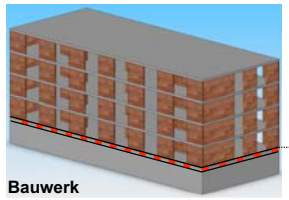
[Maurer Söhne 2007]

- **Schwingzeit hängt nur vom Radius der Gleitflächen ab und nicht von der Masse.**
- **Krafteinleitung zentrisch entweder oben oder unten möglich.**
- **Doppelgleitpendellager ermöglichen bei gleichem Durchmesser den doppelten Verschiebeweg gegenüber einfachen Gleitpendellagern.**

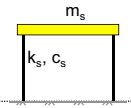
10

6.3 Tragwerksanalyse

Linearer Zweimassenschwinger



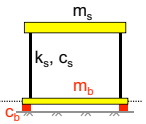
Modell ohne Isolierung (EMS)



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

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

Modell mit Isolierung (2MS)



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

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

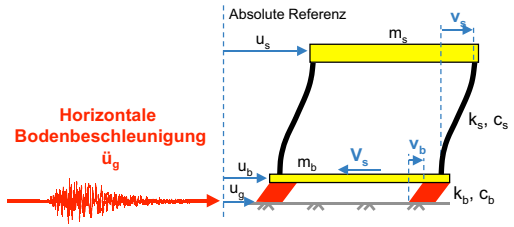
- Massenverhältnis γ
- Verhältnis der Eigenkreisfrequenzen ε

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

[Dazio 2007], [Naeim 1999]

11

Differentialgleichung des Zweimassenschwingers



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

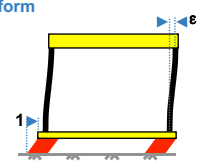
In den meisten Fällen: „Nichtklassische Dämpfung“

[Dazio 2007]

12

Modale Lösung des Zweimassenschwingers

1. Eigenform



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

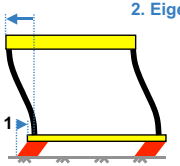
Param.: $\omega_1 \approx \omega_b\sqrt{1-\gamma\varepsilon} \sim \omega_b$

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

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

$\varepsilon << 1$

2. Eigenform



DGL: $\ddot{q}_2 + 2\omega_2\zeta_2\dot{q}_2 + \omega_2^2 q_2 = -\Gamma_2\ddot{u}_g$

Param.: $\omega_2 \approx \omega_s/\sqrt{1-\gamma}$

$\zeta_2 \approx \frac{\zeta_s}{\sqrt{1-\gamma}} + \frac{\zeta_b\gamma\sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1-\gamma}}$

$\Gamma_2 \approx \gamma\varepsilon \sim 0$

$$|v_b|_{max} = (1-\gamma\varepsilon)S_d(\omega_1,\zeta_1) \;,\; |v_s|_{max} = \varepsilon\sqrt{S_d(\omega_1,\zeta_1)^2 + S_d(\omega_2,\zeta_2)^2} \;,\; |V_s|_{max} = k_s|v_s|_{max}$$

[Dazio 2007]

13

6.4 Einsatzmöglichkeiten der seismischen Isolierung

- Neubauten
  - wenn die Funktionstüchtigkeit wichtig ist:
    - Einsatzzentralen der Rettungskräfte
    - Spitäler
    - Rechenzentren, Telekommunikationszentren
    - Produktionsgebäude empfindlicher Güter
  - Brücken
  - Museen
    - Museumsgebäude
    - einzelne Exponate, z.B. Statuen
- Bestehende Bauten
  - (gleich wie Neubauten)
  - wenn damit die baulichen Massnahmen auf das Untergeschoss beschränkt werden können.
  - denkmalgeschützte Bauten

14

6.5 Normenbestimmungen

- Die Bemessung einer seismischen Isolierung liegt ausserhalb des Anwendungsbereichs der SIA-Tragwerksnormen.
- Eurocode 8, Teil 1, Kapitel 10: „Basisisolierung“
  - Oberbau und Unterbau bleiben elastisch, wenn die Isoliervorrichtungen ihre Kapazitätsgrenzen erreichen.
  - Verhaltensbeiwert q = 1,5 für Oberbau und q = 1,0 für Unterbau
  - Erhöhte Anforderungen an die Isolierungsvorrichtung: Vergrösserungsbeiwert für Verformungen: γ_x = 1,2 für Gebäude (γ_x = 1,5 für Brücken)
  - Die beiden horizontalen und die vertikale Komponenten der Erdbeben-einwirkung sind als gleichzeitig wirkend anzunehmen.
  - Die Tragwerksteile oberhalb und unterhalb der Isolierung sollen eine ausreichende Steifigkeit aufweisen, z.B. Stahlbetonplatte oder Zerrbalkenrost anordnen.
- Detaillierte Bestimmungen zu Auslegung und Abnahmeversuchen von Isoliervorrichtungen in prEN 15129 Anti-Seismic Devices (Produktenorm)
  - Rückstellungsfähigkeit (Re-Centering)

15

6.6 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

16

Schulhaus Heinrich Pestalozzi in Skopje

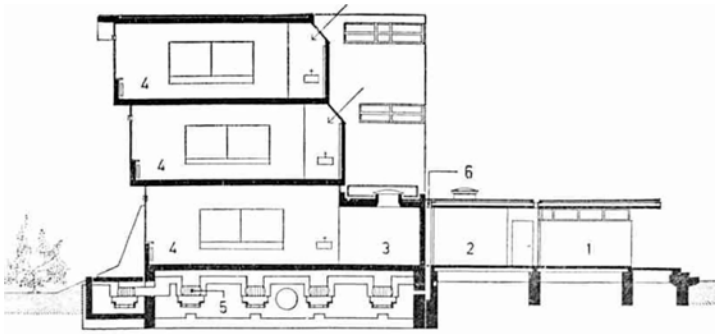


- **Weltweit erste Anwendung von seismischer Isolierung auf Gummilagern.**
- **Nach dem schweren Erdbeben von Skopje 1963 dank Schweizer Hilfe im Jahre 1969 erstellt.**
- **Entwickelt von einem Team von Zürcher Bauingenieuren in Zusammenarbeit mit der EMPA und der ETH Zürich [Hubacher, Staudacher, Siegenthaler 1970].**

17

Schulhaus Heinrich Pestalozzi in Skopje

Querschnitt

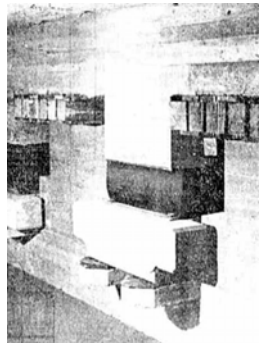


1 - 3 Nebenräume **4 Klassenzimmer**
5 Gummilager **6 Schwingungsfuge**

[Roth 1970]

18

Schulhaus Heinrich Pestalozzi in Skopje

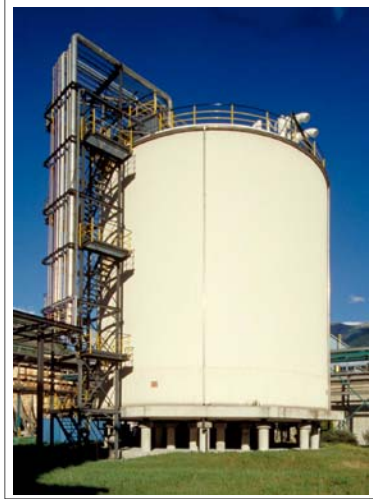


- **Die Lagerung besteht aus unbewehrten Gummiblöcken 70 cm x 70 cm x 35 cm, die zugänglich im Untergeschoss eingebaut wurden.**
- **Grundschwingzeit T = 1,5 s Verschiebung S_{ud} = 20 cm**
- **Schwingungsfuge rund ums Gebäude**
- **Zur Verhinderung von horizontalen Windschwingungen wurden seitlich der Gummilager spröde Glaskörper eingebaut, die bei Erdbeben zerbrechen sollen.**

[Hubacher, Staudacher, Siegenthaler 1970]

19

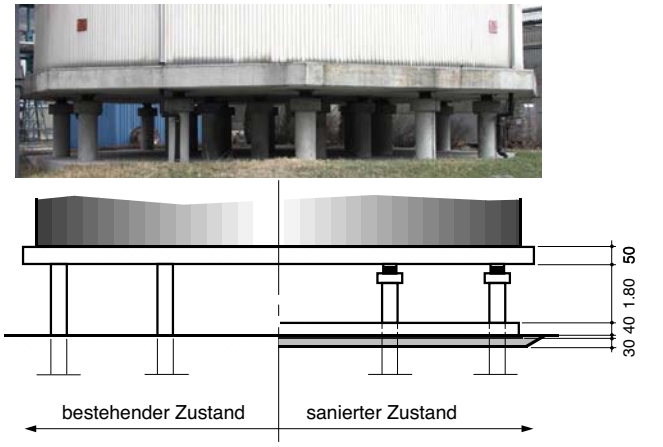
Flüssiggastank in Visp



- **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 Stahltanks wurde nicht mehr erforderlich.**

20

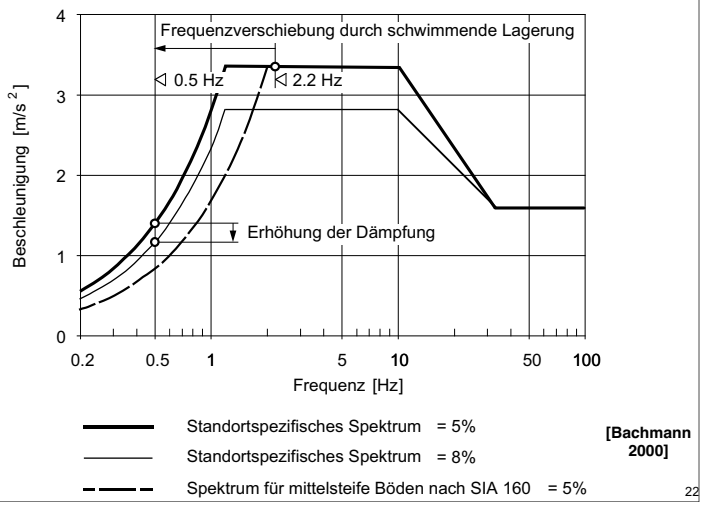
Flüssiggastank in Visp



[Bachmann 2000]

21

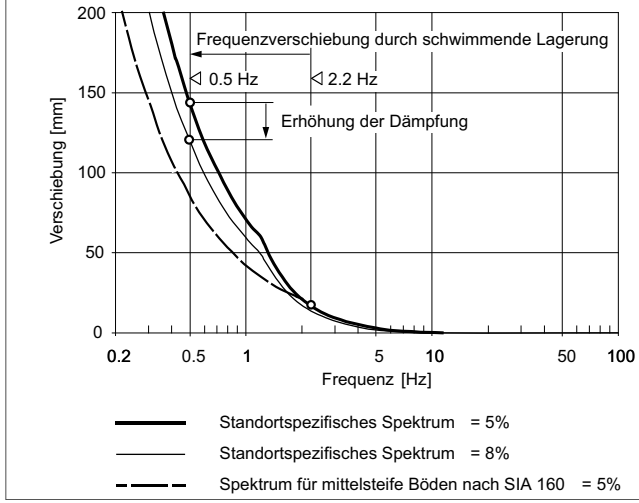
Flüssiggastank in Visp



[Bachmann 2000]

22

Flüssiggastank in Visp



[Bachmann 2000]

23

Flüssiggastank in Visp



Kenndaten	
Nutzung	**Lagerung von Flüssiggas**
Baujahr	**1980**
Jahr der Ertüchtigung	**2000**
Bauwerksklasse	**III**
Erdbebenzone	**Z3b**
Baugrundklasse	**standort-spezifisch**
Personenbelegung *PB*	**--**
Erfüllungsfaktor a_{eff} (SIA 160)	**0,2**
Erfüllungsfaktor a_{int} (SIA 160)	**1,0**
Kosten SIK_M in CHF	**350'000**
SIK_M / Gebäudewert	**12%**

24

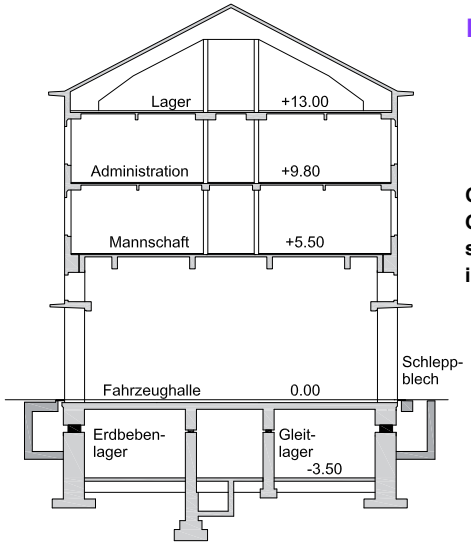
Feuerwehrgebäude in Basel



- **Istzustand:**
  - **Softstory im Erdgeschoss**
  - **Diaphragmawirkung der dünnen Stahlbetondecken ungenügend.**
- **Ertüchtigung:**
  - **Seismische Isolierung mittels hochdämpfender Gummilager**

25

Feuerwehrgebäude in Basel



Querschnitt durch das Gebäude mit der seismischen Isolierung im Untergeschoss

[Bachmann, Zachmann 2008]

26

Feuerwehrgebäude in Basel



Erdbebenlager in den Aussenwänden des Untergeschosses



27

Feuerwehrgebäude in Basel



Gleitlager in den Innenwänden des Untergeschosses

28

Feuerwehrgebäude 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
Kosten SIK_M in CHF	3'000'000
SIK_M / Gebäudewert	23%

29

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.**

30

Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse



31

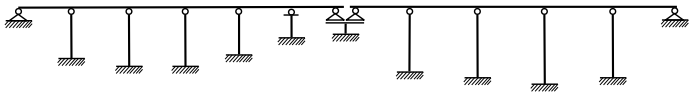
Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse



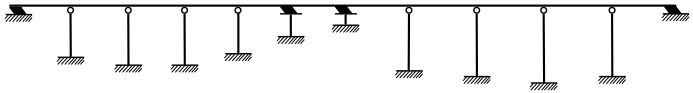
32

Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse

Längslagerung im Istzustand



Längslagerung erdbebenertüchtigt



Brunnenbrücke A9 Simplonstrasse



Kenndaten	
Nutzung	Strassen-verkehr
Baujahr	1978
Jahr der Ertüchtigung	2005
Bauwerksklasse	II
Erdbebenzone	Z3b
Baugrundklasse	A
Personenbelegung *PB*	--
Erfüllungsfaktor α_{eff}	0,1
Erfüllungsfaktor α_{int}	1,0
Kosten SIK_M in CHF	150'000
SIK_M / Gebäudewert	2%

34

Singerbrücke A2 in Basel



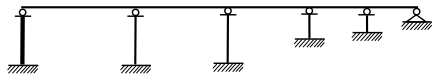
- **Istzustand:**
  - **Ungenügende feste Längslagerung beim Widerlager (rechts im Bild).**
- **Ertüchtigung:**
  - **Wechsel auf schwimmende Längslagerung mittels seitlicher Nocken bei zwei Mittelstützen.**

35

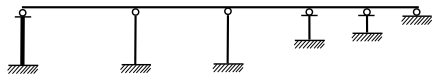
Singerbrücke A2 in Basel



Längslagerung im Istzustand



Längslagerung erdbebenertüchtigt



$T_{1,längs}$ = 3 s

Singerbrücke A2 in Basel



Eine der beiden Mittelstützen mit nachträglich eingebauten seitlichen Nocken

Kenndaten	
Nutzung	**Strassen-verkehr**
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**

37

6.7 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 1998-2 (2005): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 2: Brücken. SIA, Zürich 2006.

EN 1998-3 (2005): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

prEN 15129 (2006): Anti-Seismic Devices (Erdbebenvorrichtungen), Europäische Vornorm, Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel.

FIP Industriale (2006): Dispositivi d'isolamento, serie LRB. www.fip-group.it, Selvazzano Dentro.

38

6.7 Literatur

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.

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.

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.

39

Erdbebensicherung von Bauwerken II – HS08

A. Erdbebenversuch einer Stahlbetonstütze auf dem ETH-Rütteltisch

Montag, 1. Dezember 2008

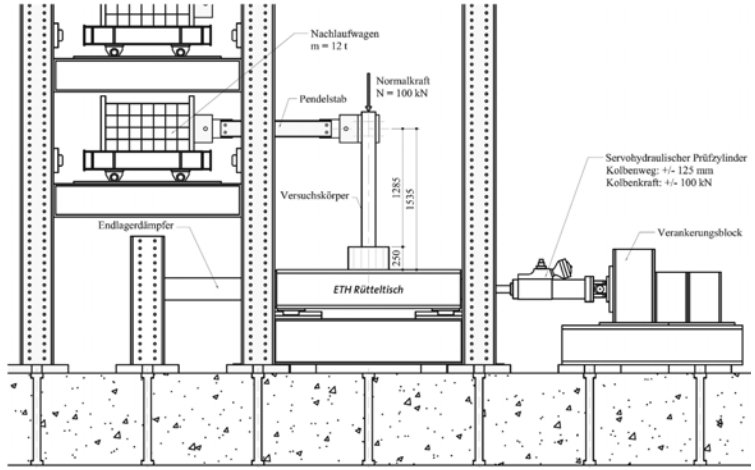
ibk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik

ETH

Programm

- **Versuchseinrichtung**
- **Versuchskörper**
  - **Eigenschaften**
  - **Herstellung**
- **Belastung**
  - **Normalkraft**
  - **Erdbeben**
- **Instrumentierung**
- **Modellierung mit „Seismostruct“ ([Sei07])**
- **Vorhersagen und Versuchsresultate**

A1. Versuchseinrichtung (schematisch)



A1. Versuchseinrichtung (Bild 1)

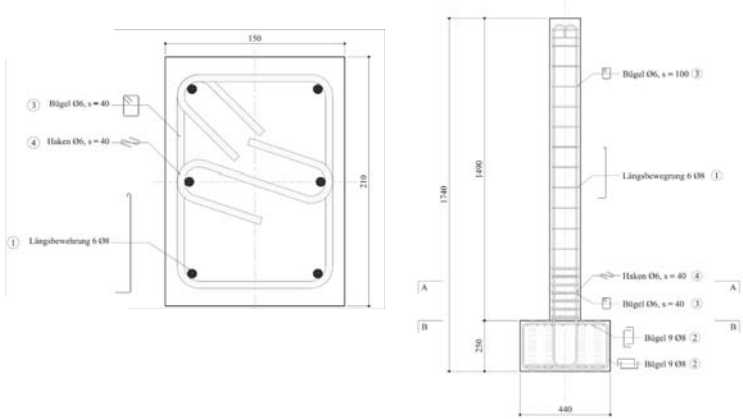


A1. Versuchseinrichtung (Bild 2)



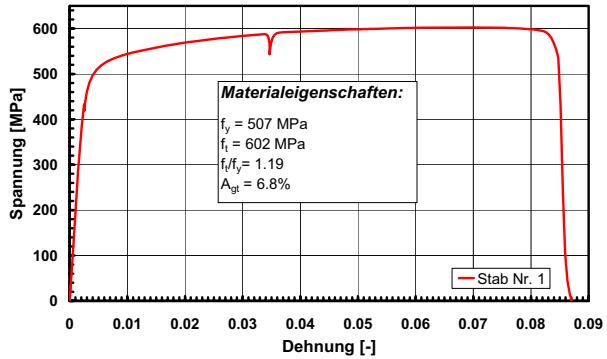
A2. Versuchskörper: Eigenschaften

Schnitt A-A **Ansicht**



A2. Versuchskörper: Eigenschaften

Eigenschaften der Längsbewehrung



Eigenschaften des Betons: f_c‘ = 40 MPa (Schätzung)

A2. Versuchskörper: Herstellung (i)



A2. Versuchskörper: Herstellung (ii)



A2. Versuchskörper: Herstellung (iii)



A2. Versuchskörper: Herstellung (iv)



A2. Versuchskörper: Herstellung (v)





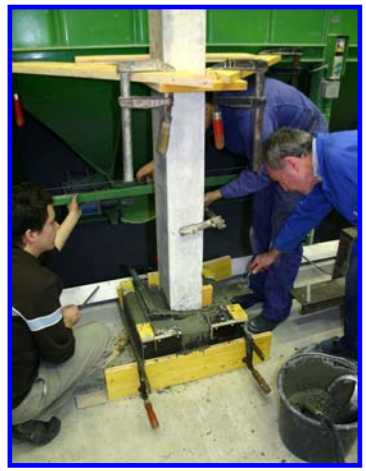
A2. Versuchskörper: Herstellung (vi)




A2. Versuchskörper: Herstellung (vii)




A2. Versuchskörper: Herstellung (viii)

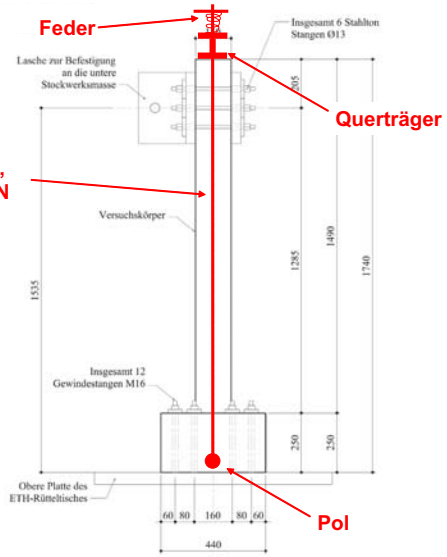
A2. Besten Dank!

- **Ahmad Abo El Ezz**
- **Katrin Beyer**
- **Christoph Gisler**
- **Tommi Jaggi**
- **Nikos Lavdas**
- **Juan Olavarria**
- **Wessam Rinawi**
- **Sandra Vecchi**
- **Loretta von der Tann**
- **Dominik Werne**
- **Ufuk Yazgan**

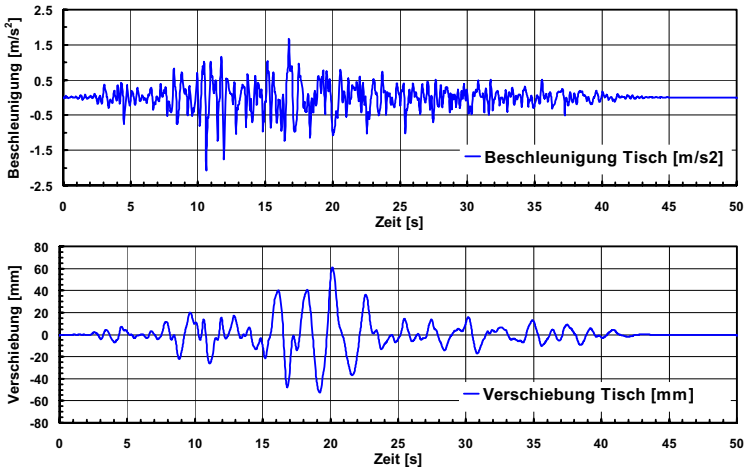


A3. Belastung: Anbringen der Normalkraft

2 x Vorspannstangen, vorgespannt a je 50kN

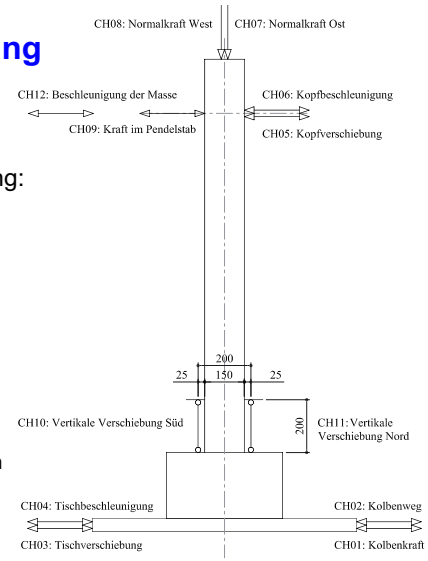


A3. Belastung: Erdbeben (100%)



A4. Instrumentierung

- Relative Verschiebung:
  - D_r = CH06-CH04
- Absolute Beschleunigung:
  - A_{abs} = CH06
  - A_{abs} ~ CH12
- Querkraft am Fuss
  - V = CH09
  - V ~ CH12 * 12 Tonnen
- Moment am Fuss
  - M = V * 1.285 m
- Verdrehung im PG
  - V = (CH11-CH10) / 0.2 m



A5. Modellierung 1a

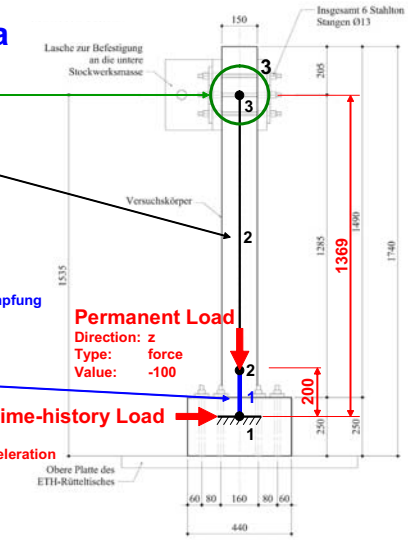
Massenelement
Klasse: lmass nur mit Masse Mx

Elastisches Balkenelement
Klasse: elfrm

Inelastisches Faserelement
Material: Con_cc und Stl_mp
Querschnitt: rcrs
Klasse: infrm mit 200 Faser, ohne Dämpfung

Permanent Load
Direction: z
Type: force
Value: -100

Dynamic Time-history Load
Direction: x
Type: Acceleration



A5. Modellierung 1b

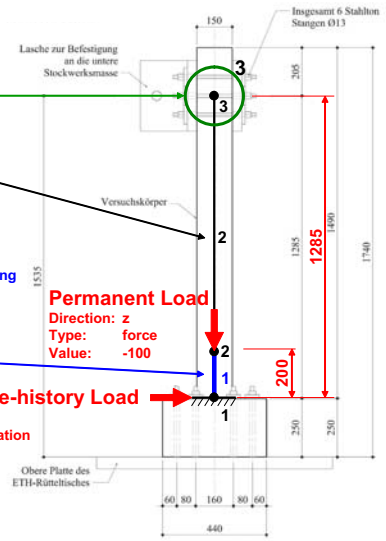
Massenelement
Klasse: lmass nur mit Masse Mx

Elastisches Balkenelement
Klasse: elfrm

Inelastisches Faserelement
Material: Con_cc und Stl_mp
Querschnitt: rcrs
Klasse: infrm mit 200 Faser, ohne Dämpfung

Permanent Load
Direction: z
Type: force
Value: -100

Dynamic Time-history Load
Direction: x
Type: Acceleration



A5. Modellierung 2a

Inelastisches Link-Element
Klasse: link
F1: bl_sym
Initial Stiffness K0: 20000 kN
Yield Force Fy: 0.6 kN
Hardening Ratio r: 0.0001
F2 bis M3: Alles Null

Massenelement
Klasse: lmass nur mit Masse Mx

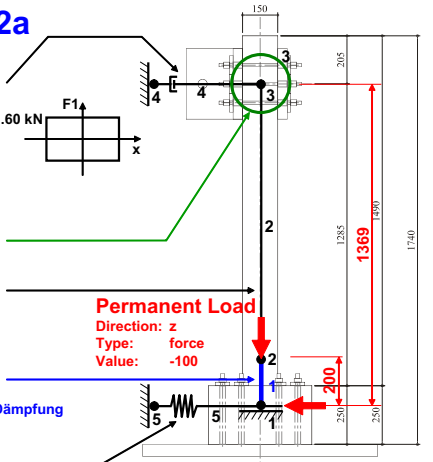
Elastisches Balkenelement
Klasse: elfrm

Inelastisches Faserelement
Material: Con_cc und Stl_mp
Querschnitt: rcrs
Klasse: infrm mit 200 Faser, ohne Dämpfung

Elastisches Link-Element
Klasse: link
F1: lin_sym, F = 1000 kN/m
F2 bis M3: lin_sym, steif

Permanent Load
Direction: z
Type: force
Value: -100

Dynamic Time-history Load
Direction: x
Type: Force (Tischverschiebung x 1000)

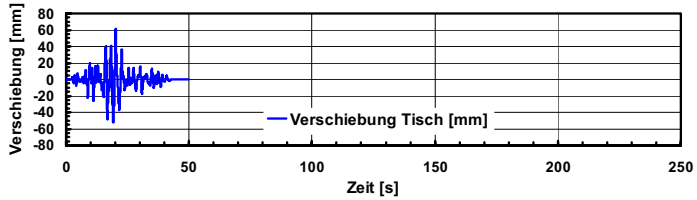


A5. Weitere Modellierungen

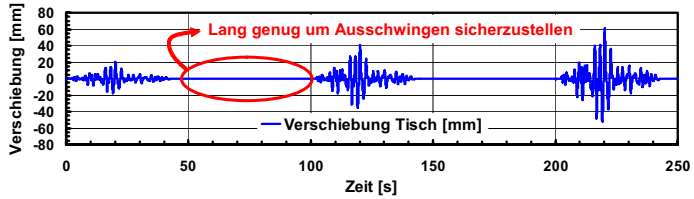
- **Modellierung 2b**
  - **Wie Modellierung 2a aber mit kürzeren Stabelementen (Analog wie 1b)**
- **Modellierung 3**
  - **Modellierung des plastischen Gelenks der Stütze anhand von einem Link-Element**
  - **Ähnlich wie Frage 9, Übung 2 (siehe Datei "Rahmen_KP.spf")**
  - **Bemerkungen:**
    - **Die Problematik der Normalkraft entfällt, da bei den Link-Elementen das Axiale- and das Biege-Verhalten entkoppelt sind (Die Zeitverlaufsberechnung kann auch ohne Normalkraft durchgeführt werden)**
    - **Die Problematik der Länge der Stabelemente entfällt, da die „Strain-penetration" bei den Link-Elementen pauschal berücksichtigt wird.**

A5. Input Zeitverlaufsberechnung (100%)

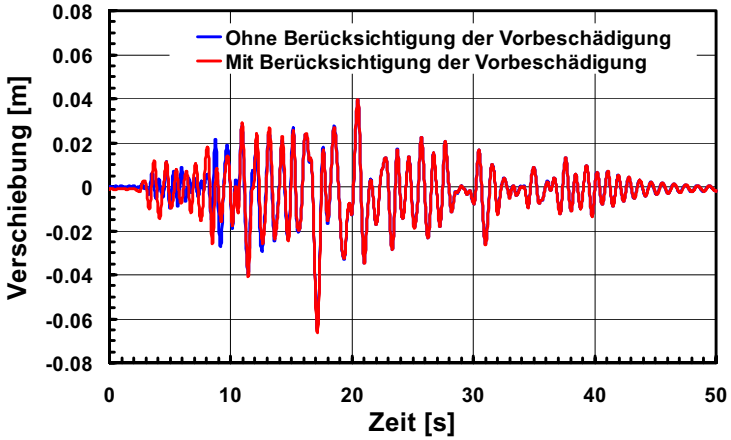
1) Variante a: Ohne Berücksichtigung der Vorbeschädigung



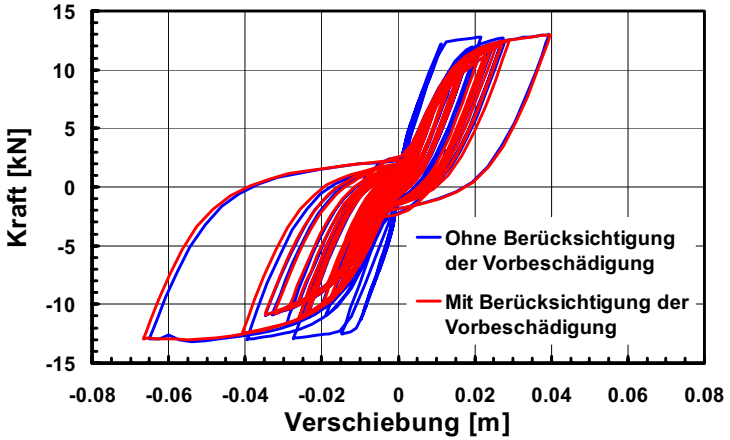
2) Variante b: Mit Berücksichtigung der Vorbeschädigung



A5. Vergleich verschiedener Varianten (100%)



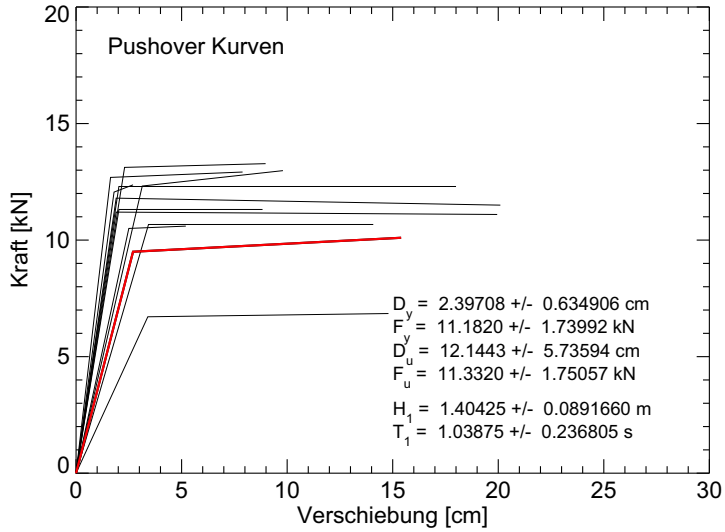
A5. Vergleich verschiedener Varianten (100%)

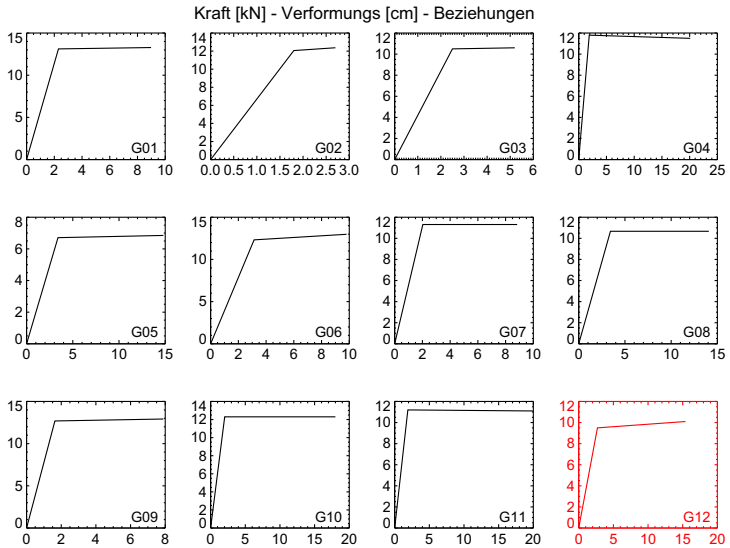


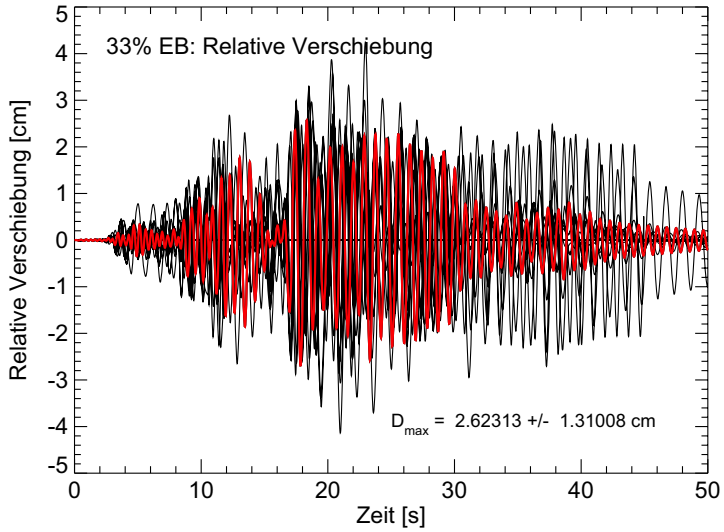
A6. Vorhersagen

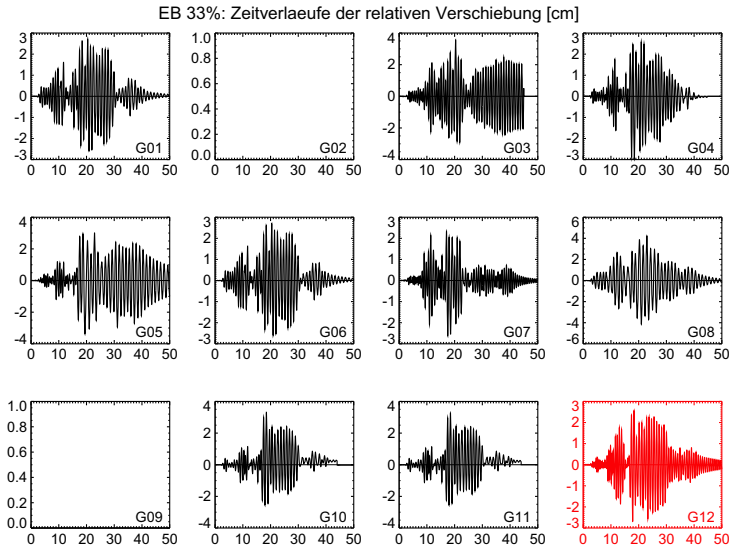
- 12 Dateien mit unterschiedlen Resultaten wurde digital eingereicht.
- Die Gruppen mit unterschiedlichen Resultaten setzen sich aus folgenden Studierenden zusammen (letzte 3 Nummern der Legi):

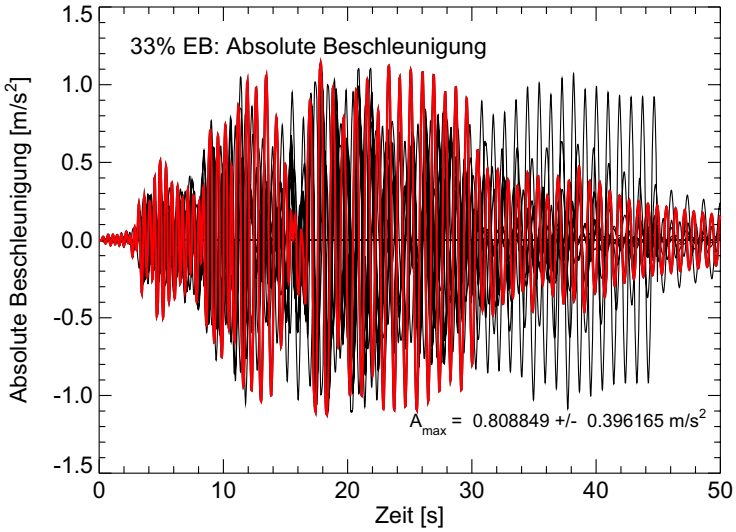
Gruppe	Studierend	Gruppe	Studierend
G01	911	G06	948
G01	344	G07	510
G02	617	G07	469
G02	34	G08	964
G02	860	G08	118
G02	95	G09	256
G03	427	G09	202
G03	945	G10	728
G03	710	G10	74
G04	366	G11	133
G05	183	G11	540
G05	484	G12	820
G06	411	G12	410

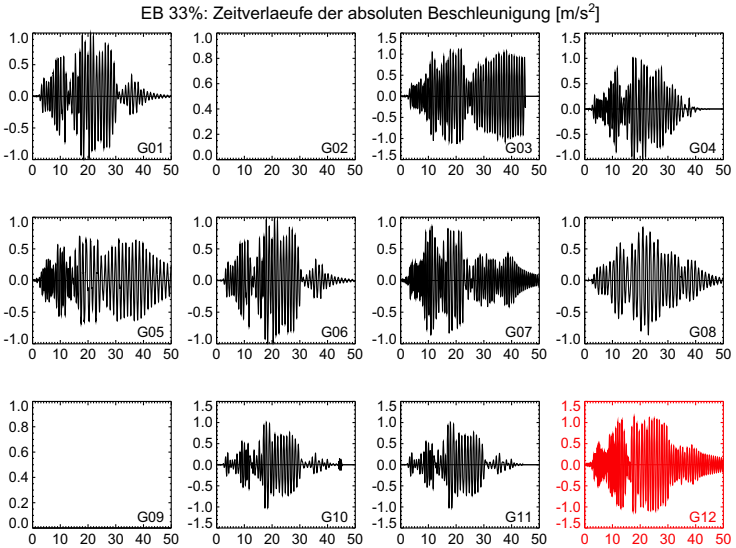

Pushover Kurven
Kraft [kN]
Verschiebung [cm]
D_y = 2.39708 +/- 0.634906 cm
F_y = 11.1820 +/- 1.73992 kN
D_u = 12.1443 +/- 5.73594 cm
F_u = 11.3320 +/- 1.75057 kN
H_1 = 1.40425 +/- 0.0891660 m
T_1 = 1.03875 +/- 0.236805 s

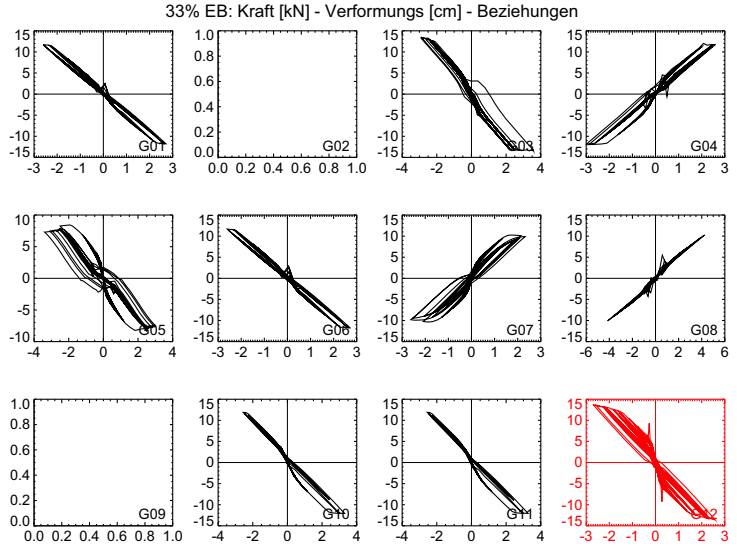

Kraft [kN] - Verformungs [cm] - Beziehungen
G01
G02
G03
G04
G05
G06
G07
G08
G09
G10
G11
G12

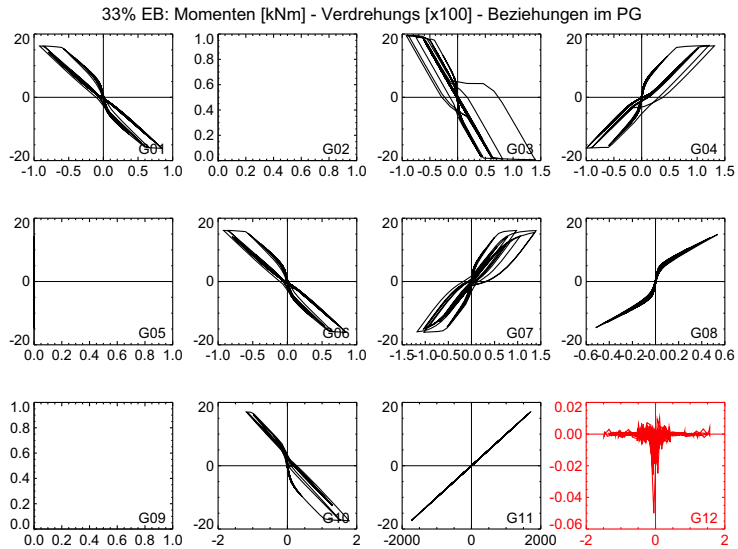

33% EB: Relative Verschiebung
Relative Verschiebung [cm]
Zeit [s]
D_max = 2.62313 +/- 1.31008 cm

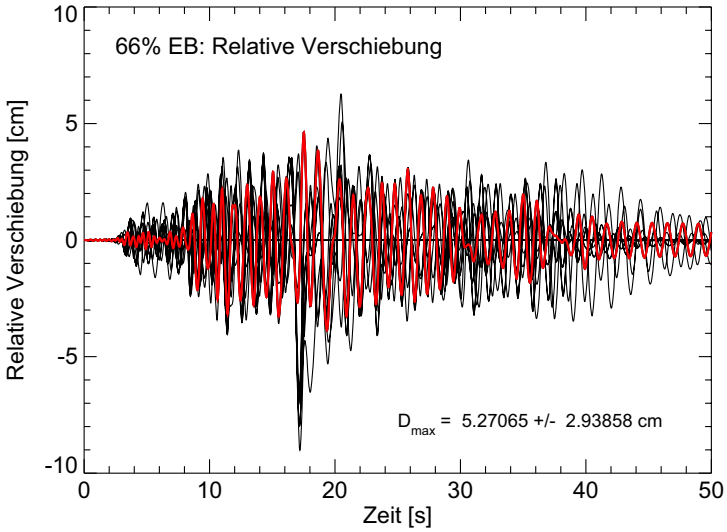

EB 33%: Zeitverlaeufe der relativen Verschiebung [cm]
G01
G02
G03
G04
G05
G06
G07
G08
G09
G10
G11
G12


33% EB: Absolute Beschleunigung
Absolute Beschleunigung [m/s²]
Zeit [s]
A_max = 0.808849 +/- 0.396165 m/s²

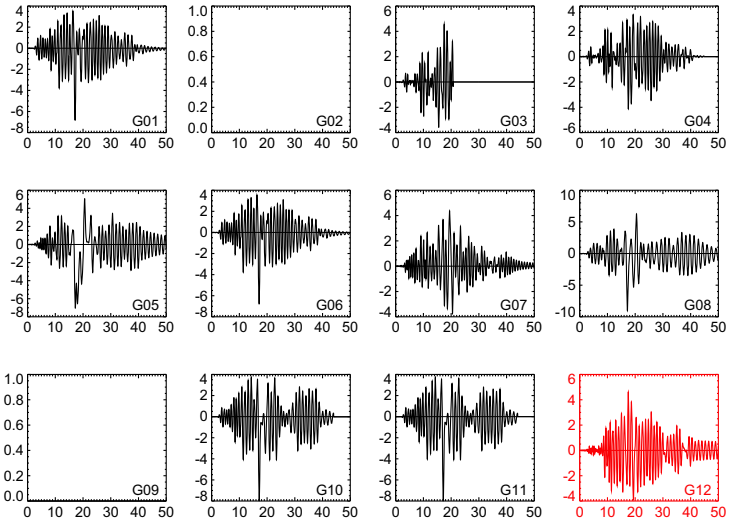

EB 33%: Zeitverlaeufe der absoluten Beschleunigung [m/s²]
G01
G02
G03
G04
G05
G06
G07
G08
G09
G10
G11
G12

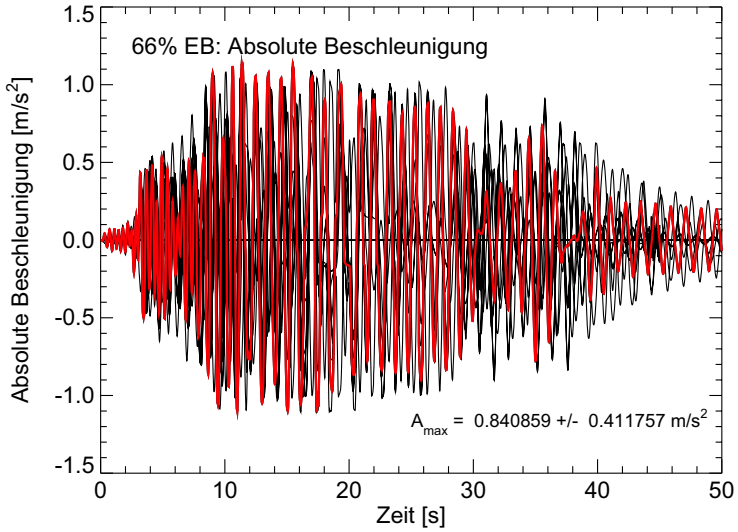

33% EB: Kraft [kN] - Verformungs [cm] - Beziehungen
G01
G02
G03
G04
G05
G06
G07
G08
G09
G10
G11
G12


33% EB: Momenten [kNm] - Verdrehungs [x100] - Beziehungen im PG
G01
G02
G03
G04
G05
G06
G07
G08
G09
G10
G11
G12

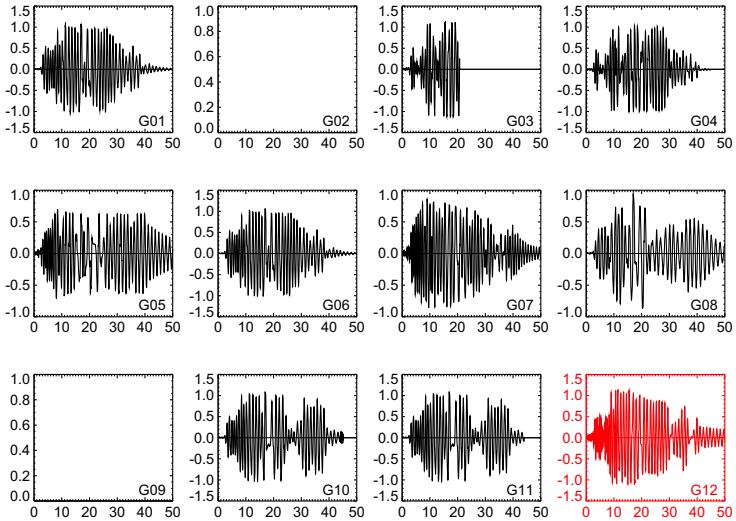


EB 66%: Zeitverlaeufe der relativen Verschiebung [cm]

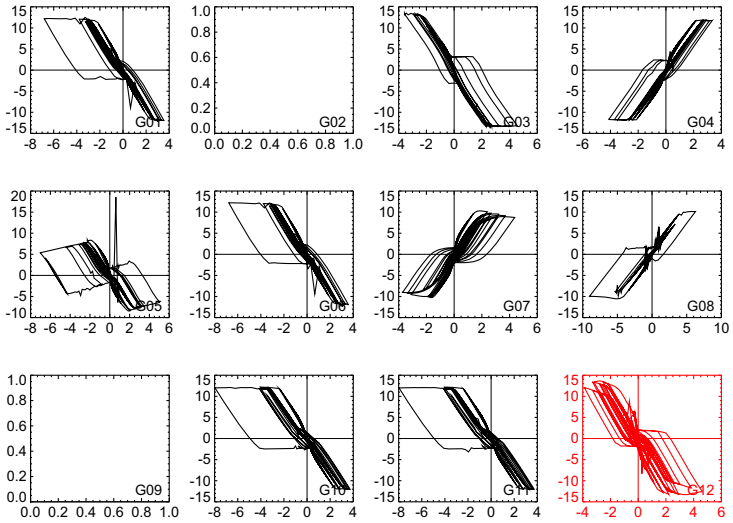




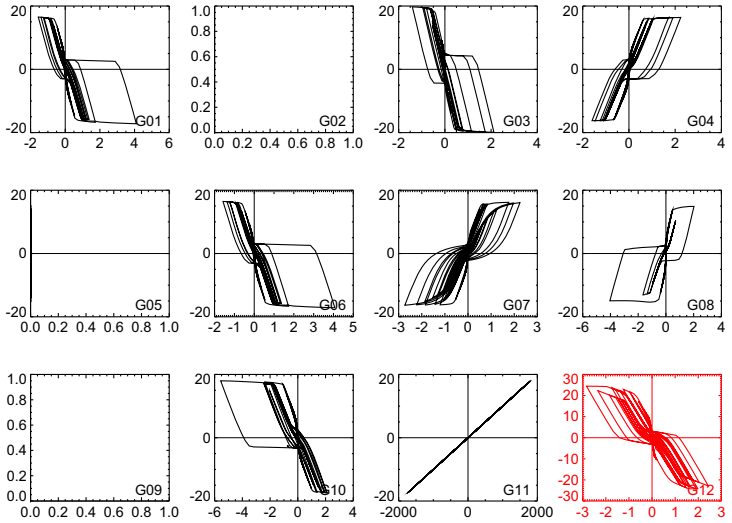
EB 66%: Zeitverlaeufe der absoluten Beschleunigung [m/s²]

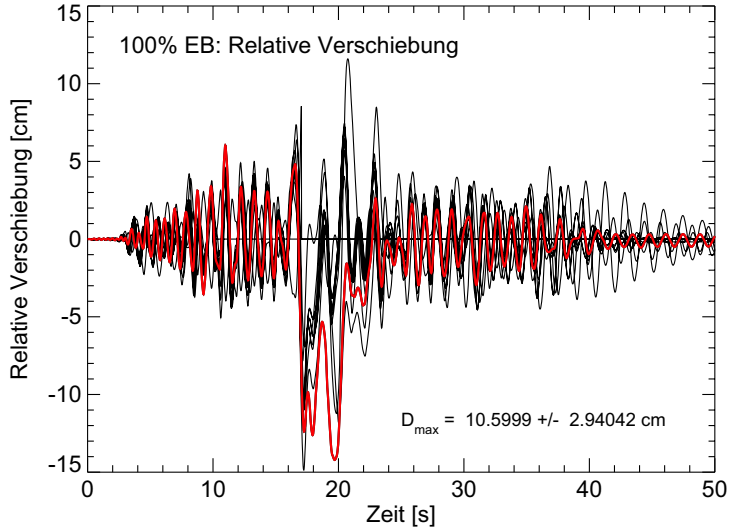


66% EB: Kraft [kN] - Verformungs [cm] - Beziehungen

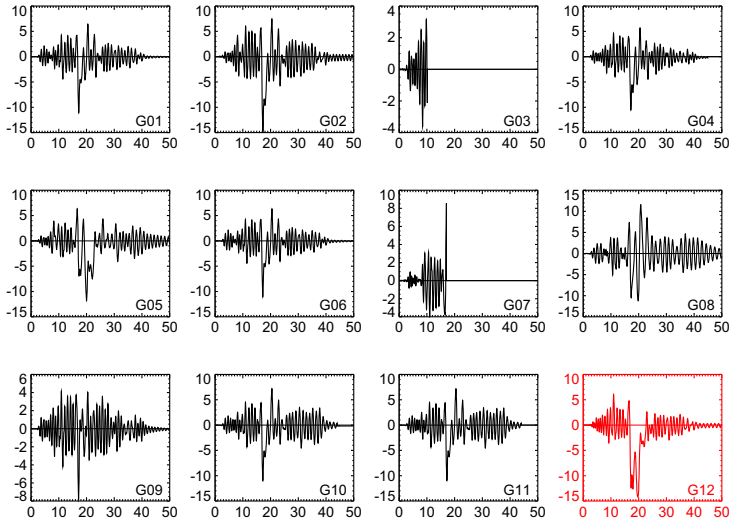


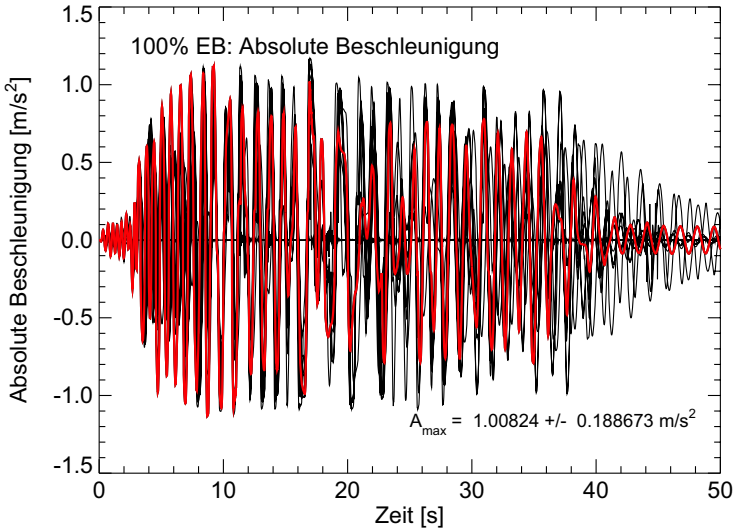
66% EB: Momenten [kNm] - Verdrehungs [x100] - Beziehungen im PG



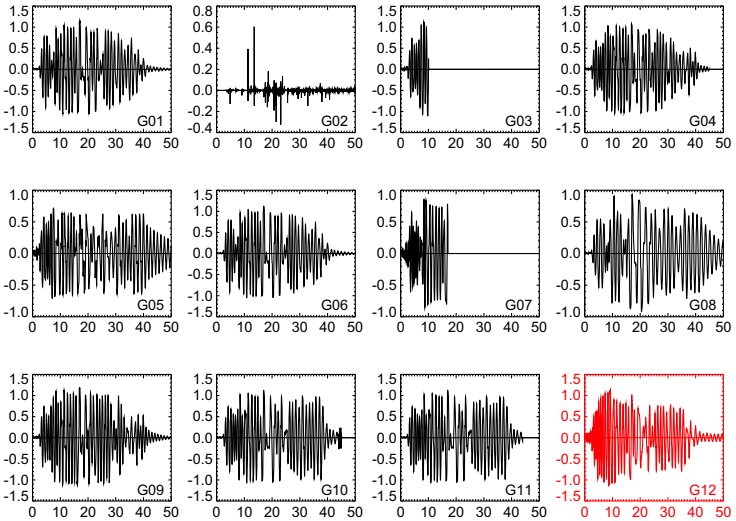


EB 100%: Zeitverlaeufe der relativen Verschiebung [cm]

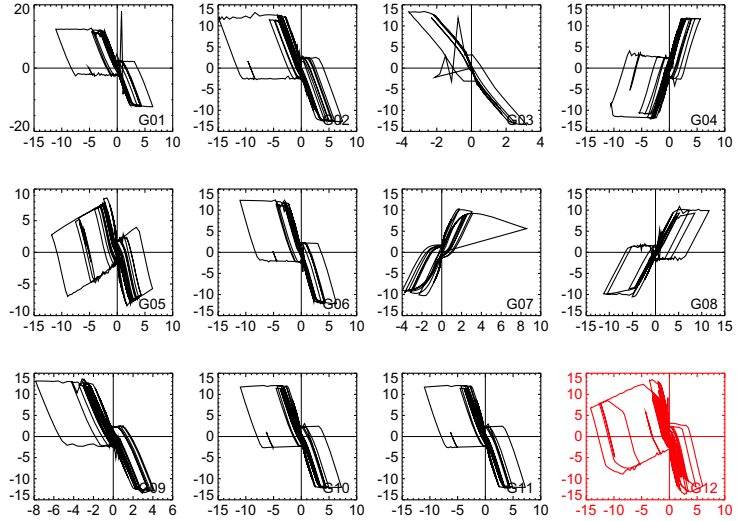




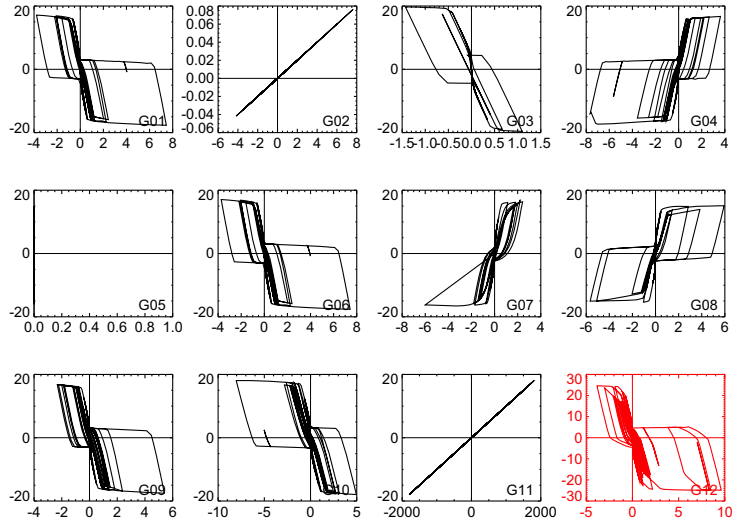
EB 100%: Zeitverlaeufe der absoluten Beschleunigung [m/s²]



100% EB: Kraft [kN] - Verformungs [cm] - Beziehungen



100% EB: Momenten [kNm] - Verdrehungs [x100] - Beziehungen im PG



A.7 Versuchsresultate

A.7.1 Allgemeine Bemerkungen

Im Rahmen des Demonstrationsversuchs wurde der Versuchskörper insgesamt 4 Zeitverläufe unterworfen. Die entsprechenden Resultate sind in den 4 Dateien

- EBII_Demonstrationsversuch_HS08_Resultate_33%.xls
- EBII_Demonstrationsversuch_HS08_Resultate_66%.xls
- EBII_Demonstrationsversuch_HS08_Resultate_100%_R1.xls
- EBII_Demonstrationsversuch_HS08_Resultate_100%_R2.xls

gespeichert. Die Dateien sind gleich aufgebaut und zwar wie folgt:

- Worksheet “Data _Gemessen”: Enthält die gemessenen Daten ohne jegliche Modifizierung.
- Worksheet “Data _Berechnet”: Enthält die Daten, die gemäss Abschnitt A.7.2 aus den gemessenen Daten bereinigt oder berechnet worden sind.
- Worksheets “KK” bis “BM”: Enthalten Diagramme der gemessenen Daten. Es gibt ein Diagramm pro Messkanal.
- Worksheets “Diag_...”: Enthalten Diagramme von ausgewählten bereinigten oder gemessenen Daten. Diese Diagramme können mit den numerischen Vorhersagen verglichen werden.

Die Prozedur zur Auswertung der Messdaten ist im nächsten Abschnitt kurz zusammengefasst. Die Messeinrichtung ist auf Seite A10 dargestellt.

A.7.2 Auswertung der Messdaten

Bevor mit der Auswertung der Messdaten angefangen werden kann, sollen folgende Bemerkungen gemacht werden:

- Infolge Probleme mit der Messeinrichtung sind die Messdaten vom Kanal CH09 “Kraft im Pendelstab” sehr wahrscheinlich falsch und können bei der Auswertung nicht weiterverwendet werden.
- Während aller Versuche wurden die Messdaten versehentlich mit einem 5Hz tiefpass Filter filtriert.

In Bezug auf die Auswertung der Messdaten, die im Worksheet “Data _Berechnet” der jeweiligen Resultatsdateien angegeben sind, ist folgendes zu bemerken:

1) Die “**Tischverschiebung**” entspricht Kanal CH03 und wurde bereinigt, indem die Anfangsverschiebung zur Zeit t = 0 von allen gemessenen Daten abgezogen wurde.

2) Die “**Tischbeschleunigung**” entspricht Kanal CH04 und wurde bereinigt, indem die Anfangsbeschleunigung zur Zeit t = 0 von allen gemessenen Daten abgezogen wurde.

3) Die “**Absolute Kopfverschiebung**” entspricht Kanal CH05 und wurde bereinigt, indem die Anfangsverschiebung zur Zeit t = 0 von allen gemessenen Daten abgezogen wurde.

   - Diese Bereinigung ist beim Versuch mit “33% Erdbeben” sicher gerechtfertigt, da der Versuchskörper unbeschädigt war. Bei den Versuchen mit “66% Erdbeben” und “100% Erdbeben” sollte hingegen die Absolute Kopfverschiebung zur Zeit t = 0 der Verschiebung am Ende des jeweiligen vorherigen Versuchs entsprechen. Streng genommen war diese Verschiebung nicht Null, da bereits beim Versuch mit “33%

Erdbeben" inelastische Verformungen aufgetreten sind, die bleibende Verformungen verursacht haben. Die bleibenden Verformungen am Ende der Versuche mit "33% Erdbeben" und "66% Erdbeben" waren aber klein und diese Näherung scheint deshalb gerechtfertigt.

4) Die "**Relative Kopfverschiebung**" wird anhand von Gl. (A.1) bestimmt. Die "**Tischverschiebung**" und die "**Absolute Kopfverschiebung**" gehen aus den Punkten 1) und 3) hervor.

$$\text{Rel. Kopfverschiebung} = \text{Abs. Kopfverschiebung} - \text{Tischverschiebung} \tag{A.1}$$

5) Die "**Absolute Kopfbeschleunigung**" wird gleich Kanal CH12 angenommen und wurde bereinigt, indem die Anfangsbeschleunigung zur Zeit t = 0 von allen gemessenen Daten abgezogen wurde.

- Die so bestimmte "**Absolute Kopfbeschleunigung**" ist wegen der Vervormungen im Pendelstab und seiner Verbindungen zu Masse und Stütze erst eine Näherung der tatsächlich vorhandenen absoluten Kopfbeschleunigung.
- Die "**Absolute Kopfbeschleunigung**" könnte auch anhand von Kanal CH06 bestimmt werden. Diesbezüglich ist es aber wichtig zu merken, dass die Beschleunigungsgeber, die zur Messung von Beschleunigungen zum Einsatz kamen, Beschleunigungen entlang ihren Längsachsen messen. Bei Kanal CH06 war der Beschleunigungsgeber so montiert, dass beim Versuchsbeginn seine Längsachse horizontal lag. Infolge relativer Auslenkung des Versuchskörpers während des Versuchs, ist der Stützenkopf einer Rotation unterworfen. Infolge dieser Rotation entsteht ein Winkel zwischen der Längsachse des Gebers und der Horizontalen. Sobald die Längsachse des Gebers nicht mehr horizontal ist, um die horizontale Beschleunigung

des Stützenkopfs zu bekommen, muss diese Rotation kompensiert werden. Die Rotation des Stützenkopfs wurde nicht direkt gemessen und könnte aus der Rotation im plastischen Gelenk sowie aus der relativen Auslenkung des Stützenkopfs relativ genau geschätzt werden.

6) Die "**Querkraft am Fuss**" wird anhand von Gl. (A.2) bestimmt. Die "**Absolute Kopfbeschleunigung**" geht aus Punkt 5) hervor.

$$\text{Querkraft am Fuss} = \text{Absolute Kopfbeschleunigung} \cdot 12\text{t} \tag{A.2}$$

- Die so bestimmte "**Querkraft am Fuss**" berücksichtigt nicht die Dämpfungskräfte (Siehe Gl. (A.3) und (A.4)) und ist deshalb erst eine Näherung der tatsächlich vorhandenen Querkraft am Fuss des Versuchskörpers. Eine bessere Schätzung der Querkraft am Fuss des Versuchskörpers hätte anhand von Kanal CH09 vorgenommen werden können (siehe Seite A26).

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \tag{A.3}$$

$$\begin{aligned}\text{Querkraft am Fuss} &= kx = m(\ddot{x} - \ddot{x}_g) - c\dot{x} \\ &= (\text{Absolute Kopfbeschleunigung} \cdot 12\text{t}) - c\dot{x}\end{aligned} \tag{A.4}$$

7) Die "**Verdrehung im PG**" wird anhand von Gl. (A.5) bestimmt.

$$\text{Verdrehung im PG} = \frac{(\text{Vertikal_Weg_Sued} - \text{Vertikal_Weg_Nord})}{200\ \text{mm}} \tag{A.5}$$

- "**Vertikal_Weg_Sued**" entspricht Kanal CH10 und wurde bereinigt, indem die Anfangsverschiebung zur Zeit t = 0 von allen gemessenen Daten abgezogen wurde.

- "**Vertikal_Weg_Nord**" entspricht Kanal CH11 und wurde bereinigt, indem die Anfangsverschiebung zur Zeit t = 0 von allen gemessenen Daten abgezogen wurde.
- Diese Bereinigung der vertikalen Weggeber ist beim Versuch mit "33% Erdbeben" sicher gerechtfertigt, da der Versuchskörper unbeschädigt war. Bei den Versuchen mit "66% Erdbeben" und "100% Erdbeben" sollten hingegen die "vertikalen Verschiebungen" zur Zeit t = 0 der Verschiebung am Ende des jeweiligen vorherigen Versuchs entsprechen. Streng genommen war diese Verschiebung nicht Null, da bereits beim Versuch mit "33% Erdbeben" inelastische Verformungen aufgetreten sind, die bleibende Verformungen verursacht haben. Die bleibende Verformungen im Plastischen Gelenk am Ende der Versuche mit "33% Erdbeben" und "66% Erdbeben" waren aber klein und diese Näherung scheint deshalb gerechtfertigt.
- Die 200mm entsprechen dem horizontalen Abstand der zwei Weggeber.

8) Der "**Moment am Fuss**" wird anhand von Gl. (A.6) bestimmt. Die "**Querkraft am Fuss**" geht aus Punkt 6) hervor.

$$\text{Moment am Fuss} = \text{Querkraft am Fuss} \cdot 1.285\text{m} \qquad \text{(A.6)}$$

9) Die "**Ist-Normalkraft**" wird anhand von Gl. (A.7) bestimmt.

$$\text{Ist-Normalkraft} = \text{Normalkraft_OST} + \text{Normalkraft_WEST} \qquad \text{(A.7)}$$

- "**Normalkraft_OST**" entspricht Kanal CH07.
- "**Normalkraft_WEST**" entspricht Kanal CH08.

10) Die "**Soll-Normalkraft**" ist konstant und beträgt 100 kN.

A.7.3 Kurze Bemerkungen zu den Versuchsresultaten

Die Resultate des Demonstrationsversuchs werden in der Folge kurz kommentiert und zum Teil mit Handberechnungen verglichen.

Handberechnung Demonstrationsversuch (Final)

1) Dynamische Eigenschaften

b =	210	mm		fc' =	40	Mpa	
l =	150	mm		E =	36342	MPa	
h =	1285	mm					
Ig =	5.91E+07	mm4		α =	0.24		
EIg =	2.15E+12	Nmm2		EI =	5.15E+11	Nmm2	
k =	728	kN/m					
m =	12	t					
f =	1.24	Hz	T =	0.81	s	Te=	0.40 s

2) Seismischer Bedarf (100% der Tischbewegung)

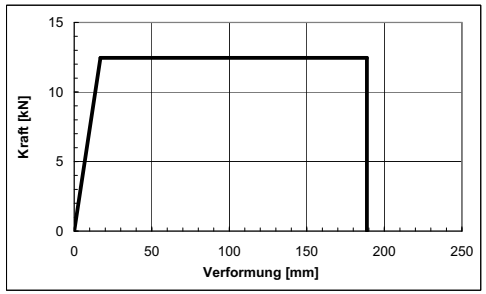
Sa=	6.02	m/s2	Viskose Dämpfung =	0.025	
Sd=	98.30	mm			
Vel=	72.26	kN			
Mel=	92.85	kNm			

3) Inelastische Stützenkapazität

ϕy' =	27.85	km-1	ϕy =	30.73	km-1	Eleff =	521	kNm2
My'=	14.5	kNm				EIg =	2146	kNm2
Mn=	16	kNm	Lpl =	192.208	mm	α =	0.24	
ϕu =	782.6	km-1	Δy =	16.91	mm	Fy=	12.5	kN
Mu =	16	kNm	Δu =	188.73	mm	Fu=	12.5	kN
			μΔ (cap)=	11.16				
fy=	508	Mpa	μΔ (dem)=	5.81		q =	5.80	
dl=	8	mm						
N=	100	kN	n =	0.08				

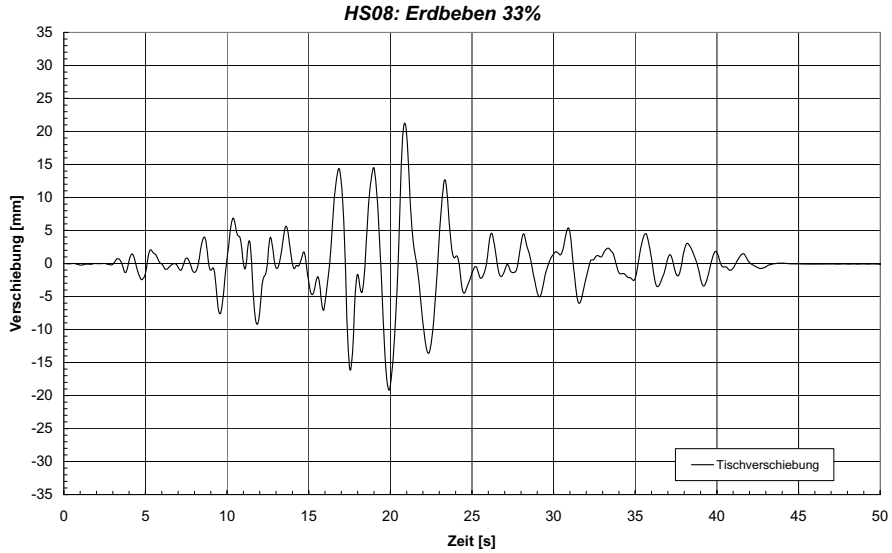
4) Bilineare approximation der Pushover Kurve

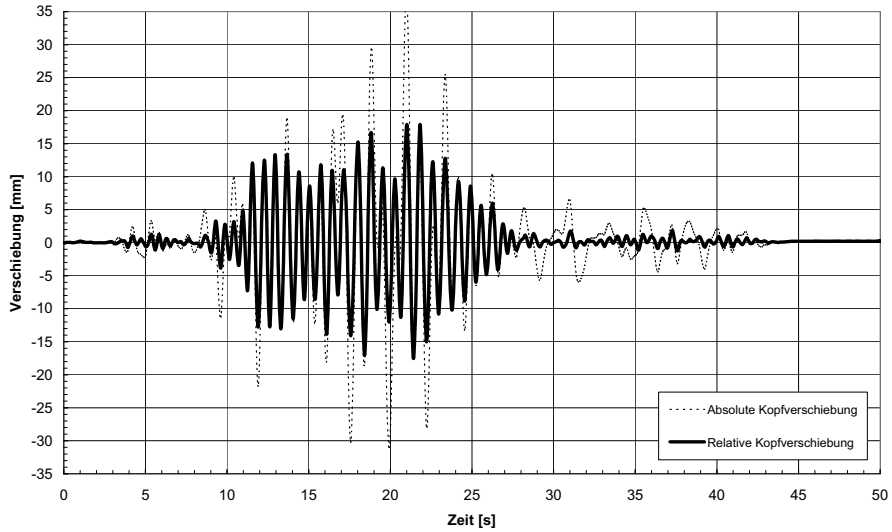
D [mm]	F [kN]
0	0
16.91	12.5
188.73	12.5
188.73	0



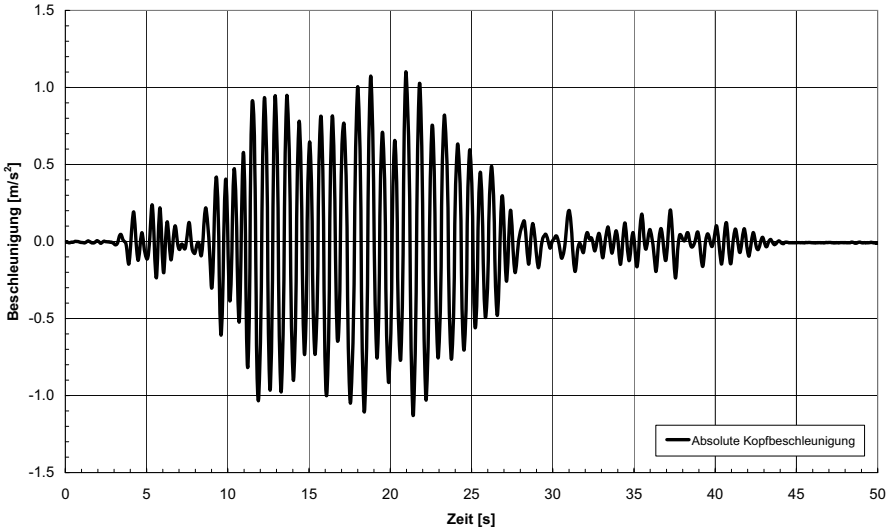
Versuch mit 33% Erdbeben

- Die gemessene maximale absolute relative Verschiebung beträgt 17.9 mm. Dies entspricht einer Verschiebeduktilität Δ von etwa 1.1. Der Versuchskörper ist deshalb weitgehend elastisch geblieben.
- Diese erste Beobachtung ist durch die Hysterese der Querkraft am Stützenfuss zur relativen Verschiebung bestätigt.
  - Die Fläche der Hysteresekurve ist klein, was eine geringe Energiedissipation, typisch für weitgehend elastische Systeme, andeutet.
  - Die Gerade $[(-\Delta_y , -F_y),(\Delta_y , F_y)]$ stellt eine gute Approximation des hysteretischen Verhaltens dar. Es ist dabei zu bemerken, dass wie erwartet bei den ersten kleinen Zyklen die Steifigkeit des Versuchskörpers am grössten war. Mit steigender Amplitude der relativen Verschiebung ist die Rissebildung ausgeprägter und die Steifigkeit kleiner.
- Am Anfang und am Ende des Versuchs betrug die Normalkraft in etwa 86 kN, was kleiner war als die erwünschten 100 kN. Es ist aber zu bemerken, dass während des Versuchs die Normalkraft ein Maximum von 91 kN erreicht hat. Diese Erhöhung der Normalkraft ist auf die nicht-zwängungsfreie Verlängerung des Versuchskörpers zurückzuführen.

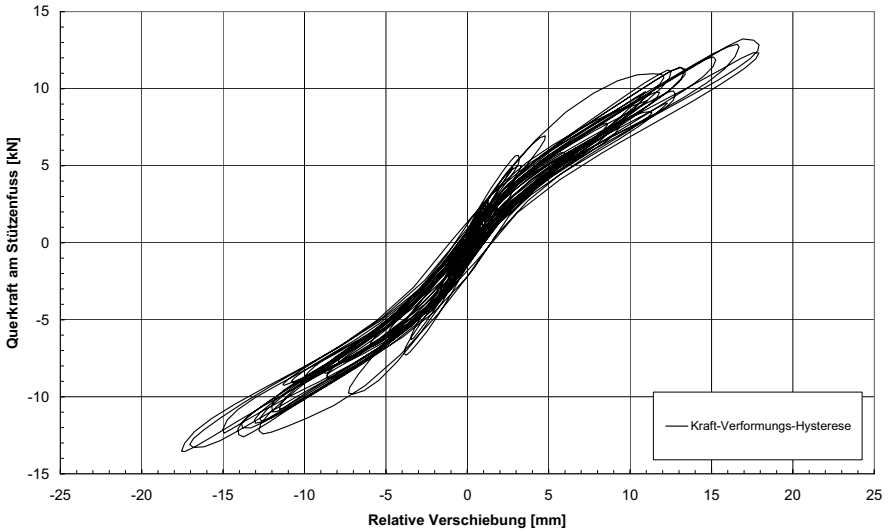




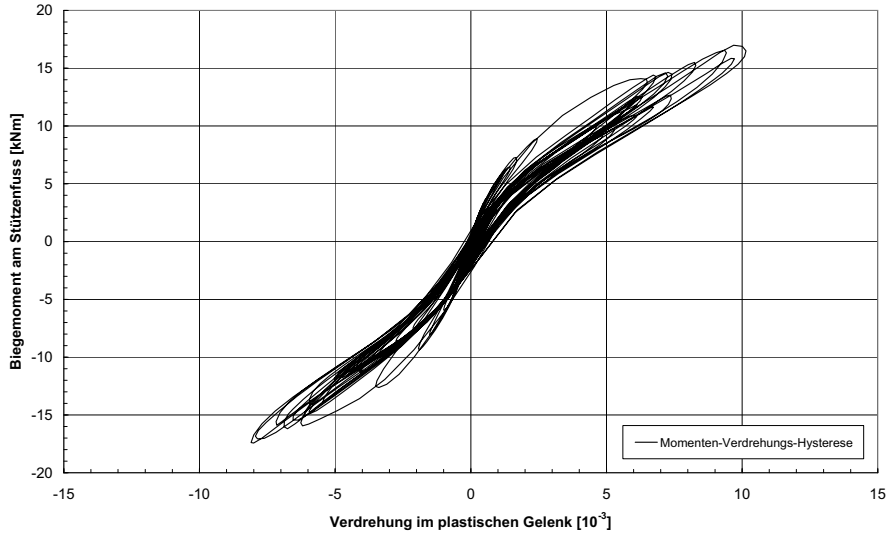
HS08: Erdbeben 33%



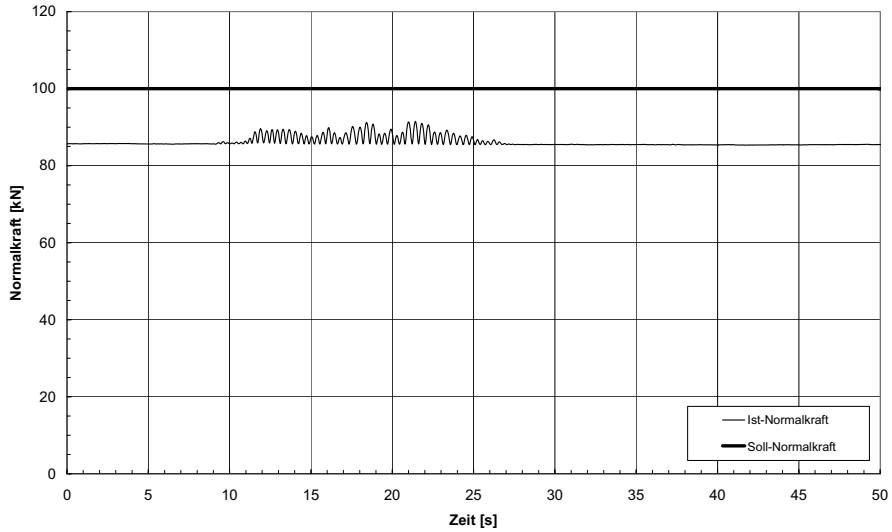
HS08: Erdbeben 33%



HS08: Erdbeben 33%

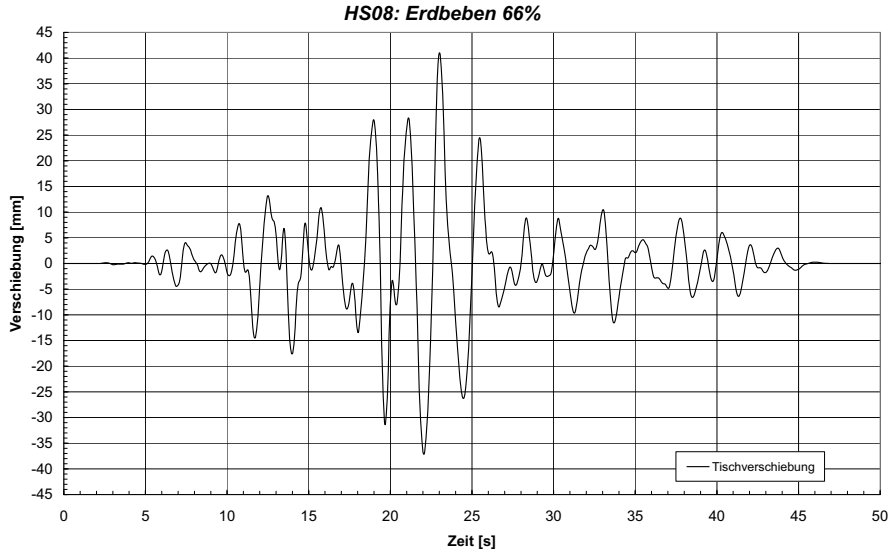


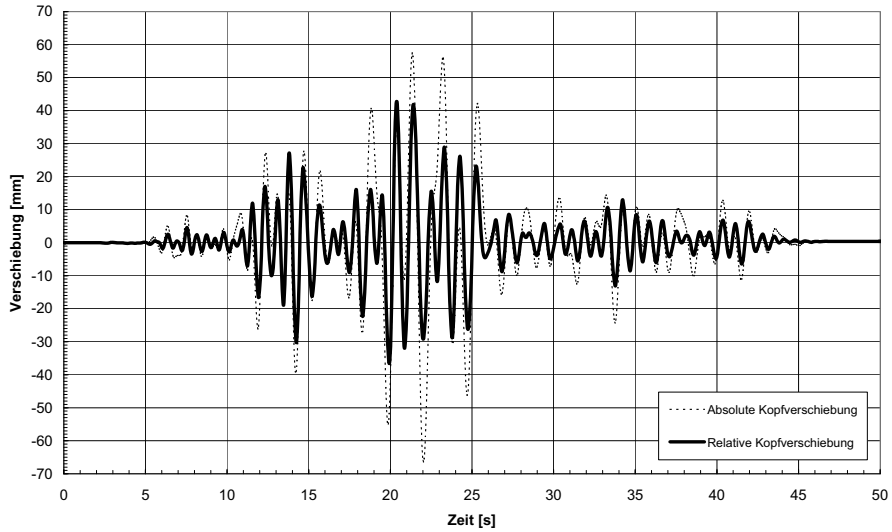
HS08: Erdbeben 33%



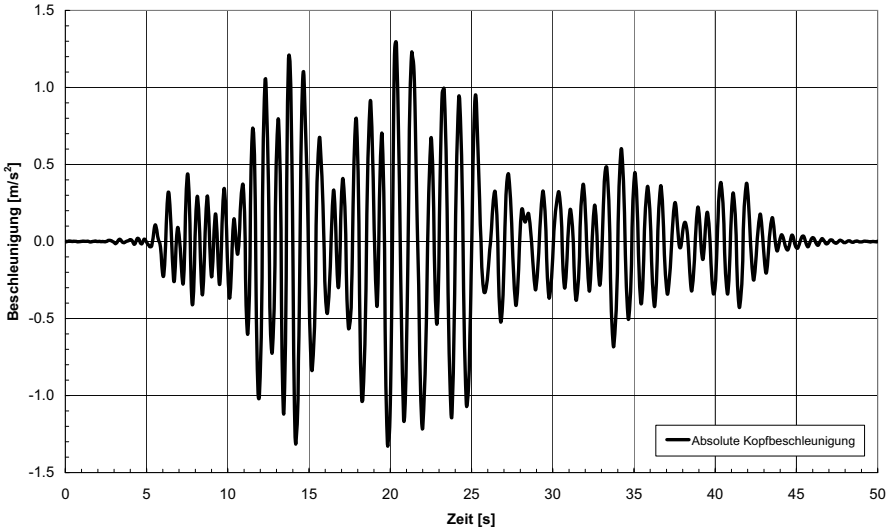
Versuch mit 66% Erdbeben

- Die gemessene maximale absolute relative Verschiebung beträgt 42.7 mm. Dies entspricht einer Verschiebeduktilität Δ von etwa 2.5.
- Die Hysteresekurve der Querkraft am Stützenfuss zur relativen Verschiebung hat eine grössere Fläche im Vergleich zum “33% Erdbeben”, was eine grössere Energiedissipation andeutet. Beim “66% Erdbeben” ist die Steifigkeit bei den ersten kleinen Zyklen kleiner im Vergleich zum “33% Erdbeben”, weil der Versuchskörper bereits vorbeschädigt war.
- Die maximal gemessene Normalkraft beträgt 102.4 kN (grössere axiale Verlängerung infolge grösserer inelastischer Verschiebungsamplitude) und die Normalkraft am Ende des Versuchs (85.5 kN) ist leicht grösser als am Anfang (85.3 kN). Diese bleibende Erhöhung der Normalkraft kann durch die Tatsache erklärt werden, dass sich die Risse am Stützenfuss nach den Zyklen mit grosser Amplitude nicht perfekt geschlossen haben.

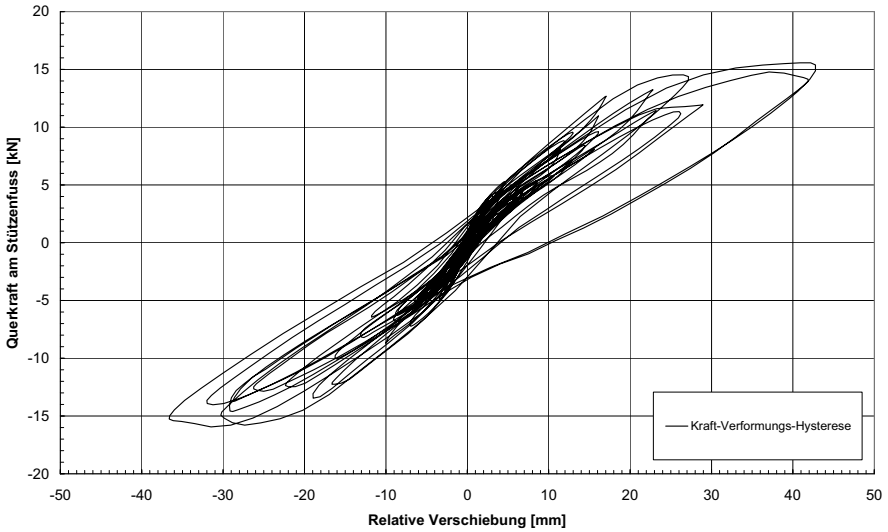




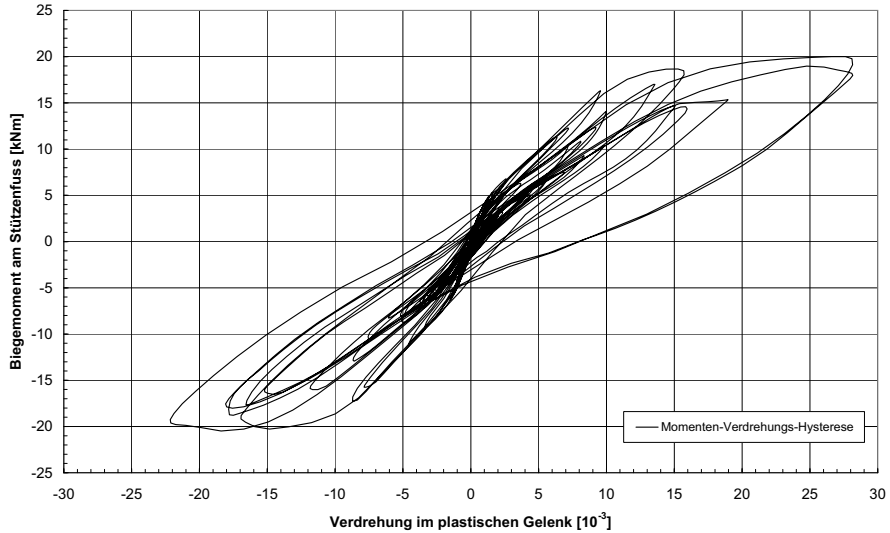
HS08: Erdbeben 66%



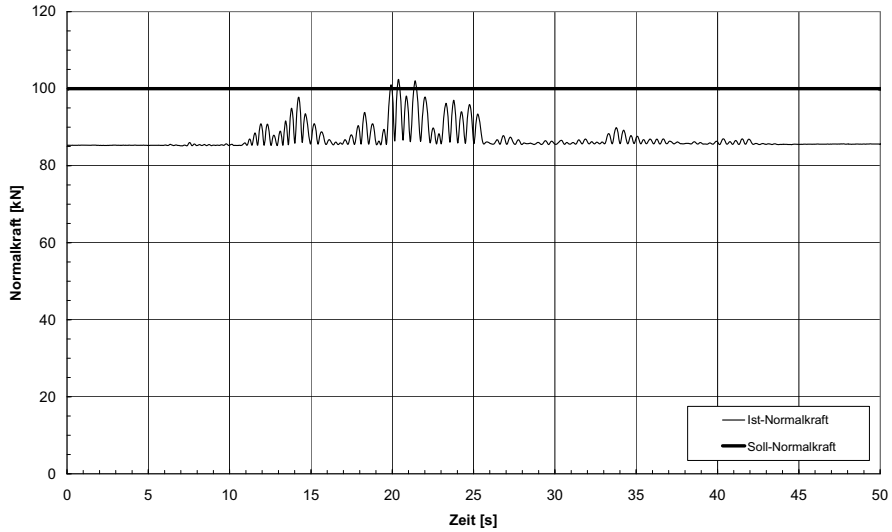
HS08: Erdbeben 66%



HS08: Erdbeben 66%

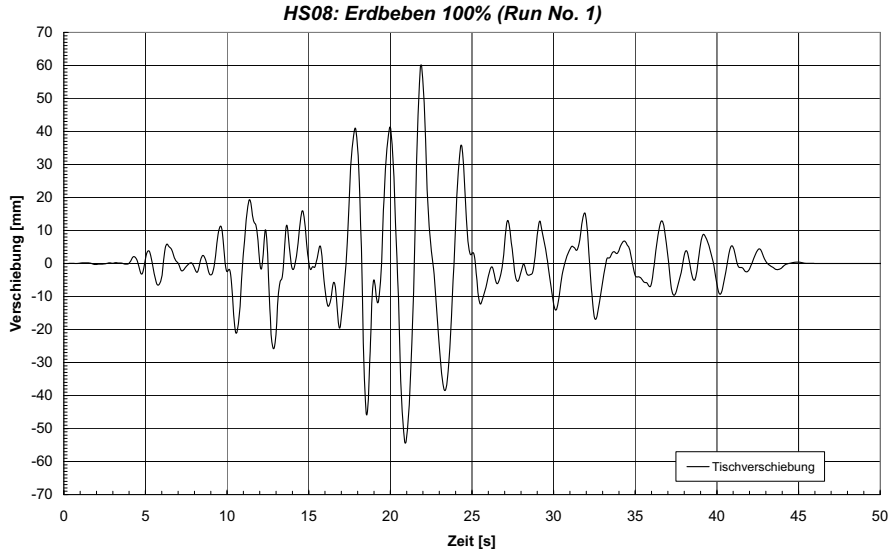


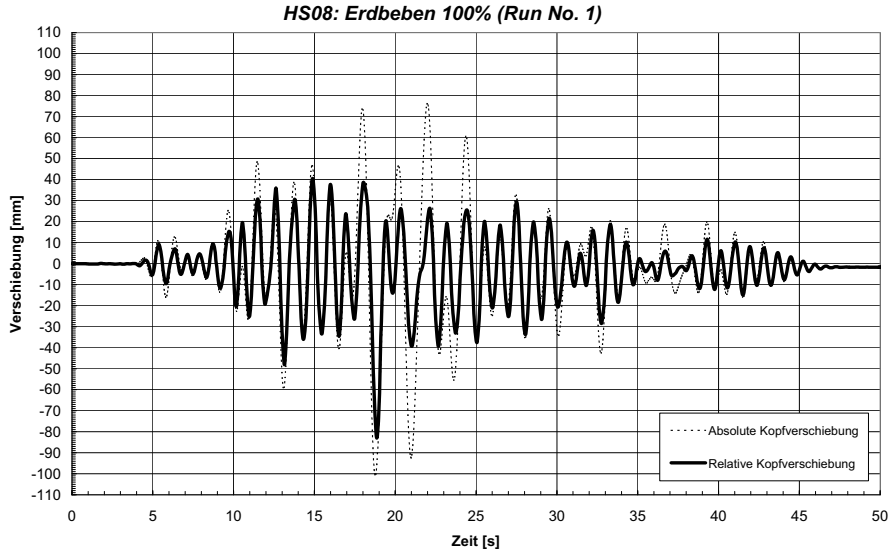
HS08: Erdbeben 66%



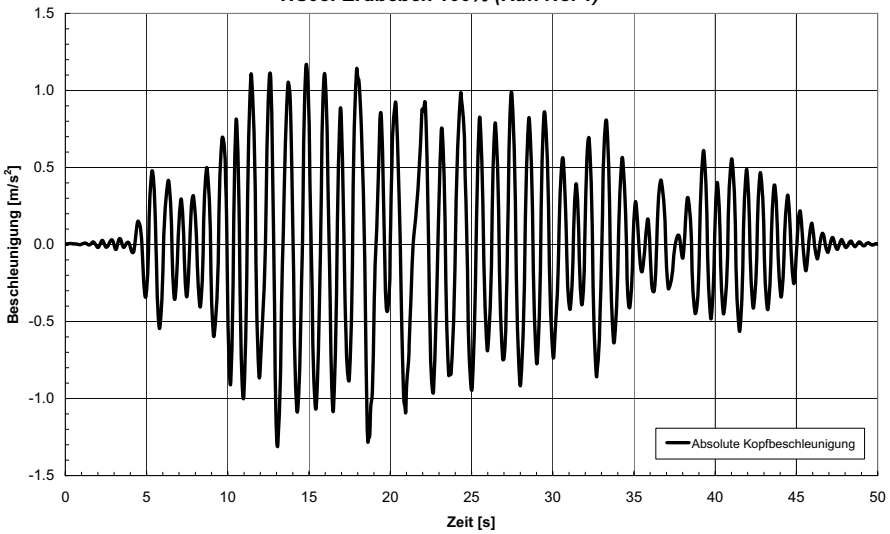
Versuche mit 100% Erdbeben

- Beide Versuche mit 100% Erdbeben haben zu ähnlichen Resultaten geführt. Aus diesem Grund wird in der Folge nur Versuch Nr. 1 kurz kommentiert.
- Die gemessene maximale absolute relative Verschiebung beträgt 83.0 mm. Dies entspricht einer Verschiebeduktilität Δ von etwa 4.9. Eine solche Verschiebeduktilität ist bereits recht gross und ist durchhaus mit den beobachteten Abplatzungen der Betonüberdeckung im plastischen Bereich kompatibel.
- Die maximal gemessene Normalkraft beträgt 116.2 kN, was grösser ist, als der Sollwert von 100 kN. Diese Erhöhung der Normalkraft kann zum Teil erklären warum das maximal “gemessene” Biegemoment (20.2 kNm) wesentlich grösser ist als der handberechnete Biegewiderstand (16.0 kN, siehe Seite A30). Andere Gründe, die diesen Unterschied erklären könnten, sind die höhere Dehngeschwindigkeit der Bewehrung während des Versuchs und die Vernachlässigung der Dämpfungskräfte bei der Berechnung der Querkraft am Wandfuss.

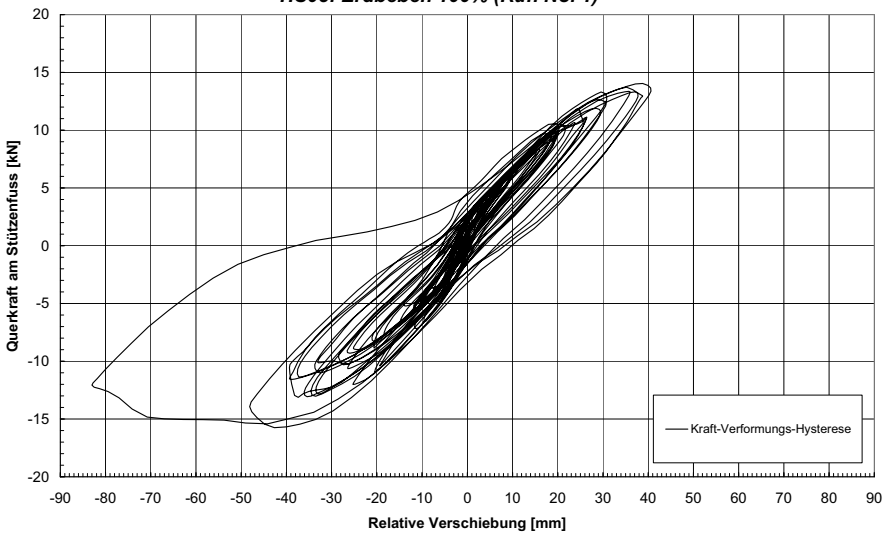




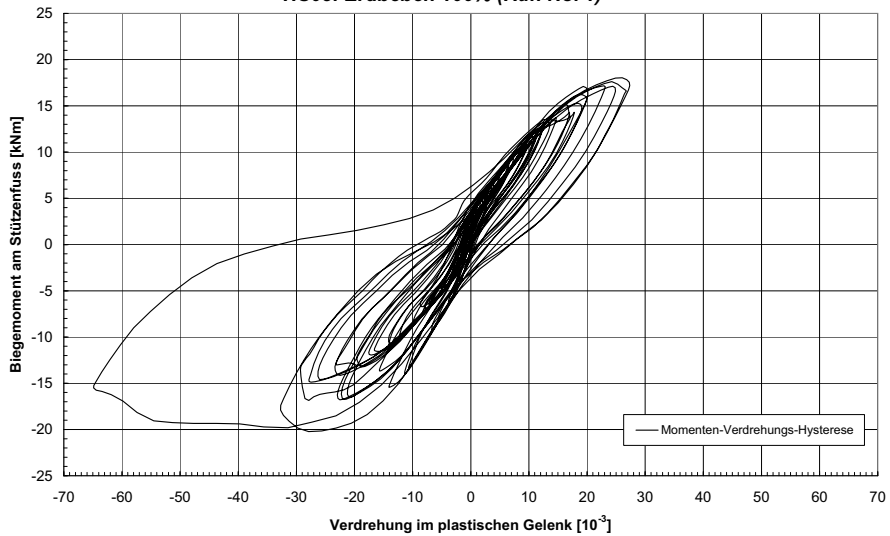
HS08: Erdbeben 100% (Run No. 1)



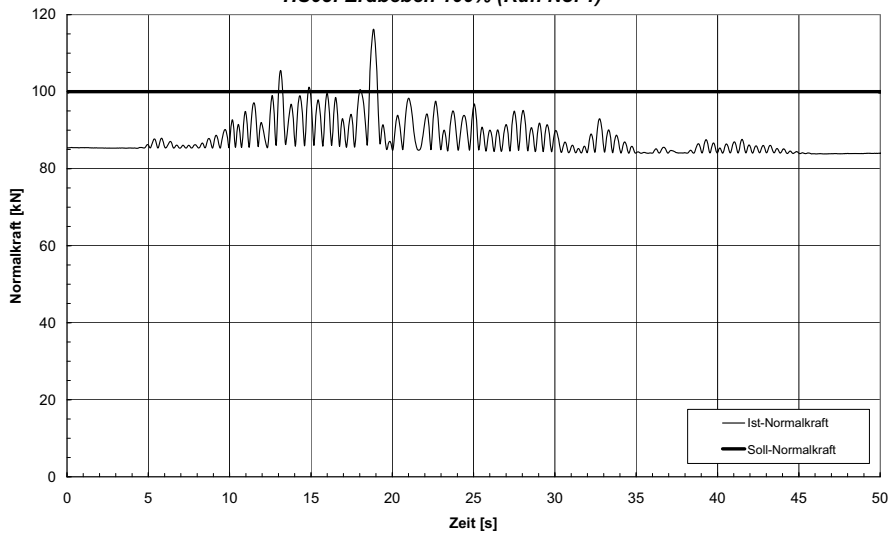
HS08: Erdbeben 100% (Run No. 1)



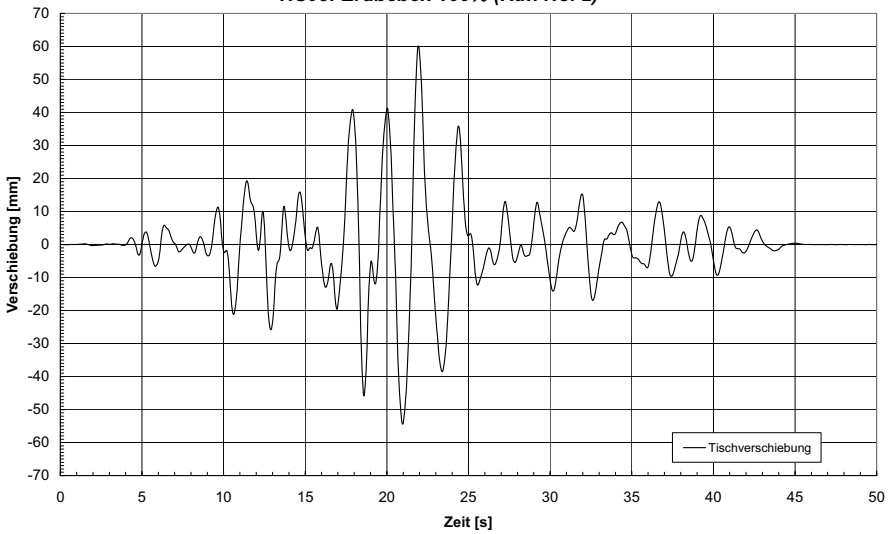
HS08: Erdbeben 100% (Run No. 1)



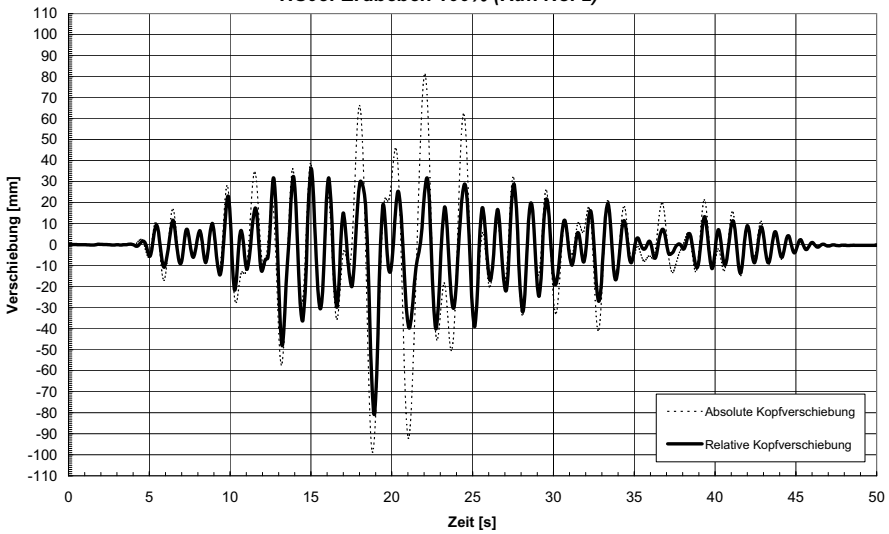
HS08: Erdbeben 100% (Run No. 1)



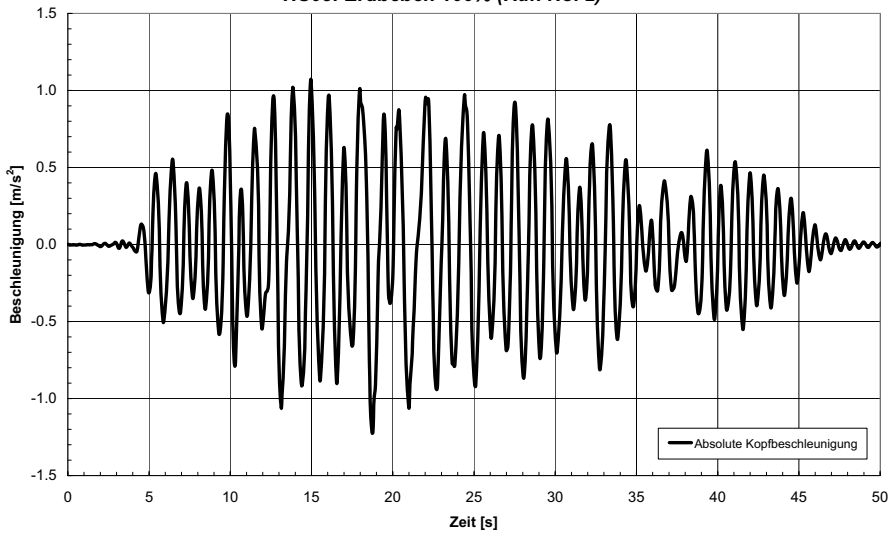
HS08: Erdbeben 100% (Run No. 2)



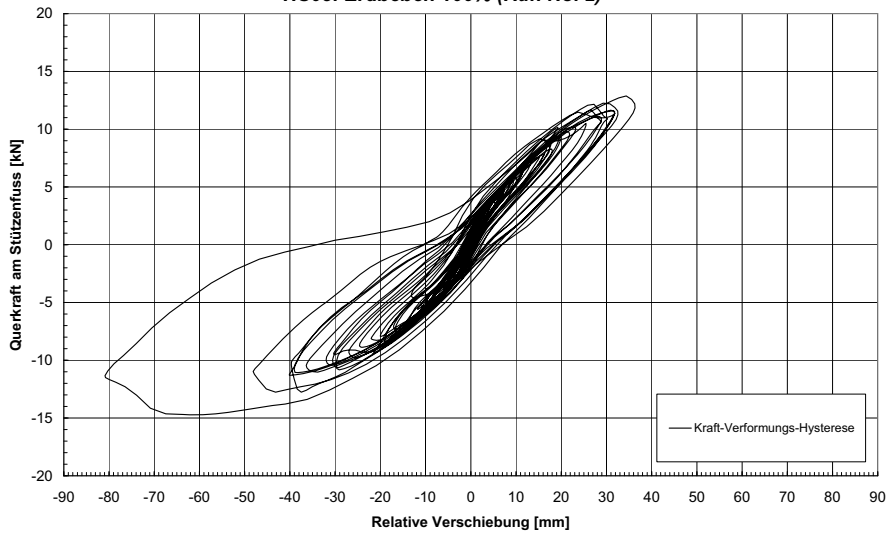
HS08: Erdbeben 100% (Run No. 2)

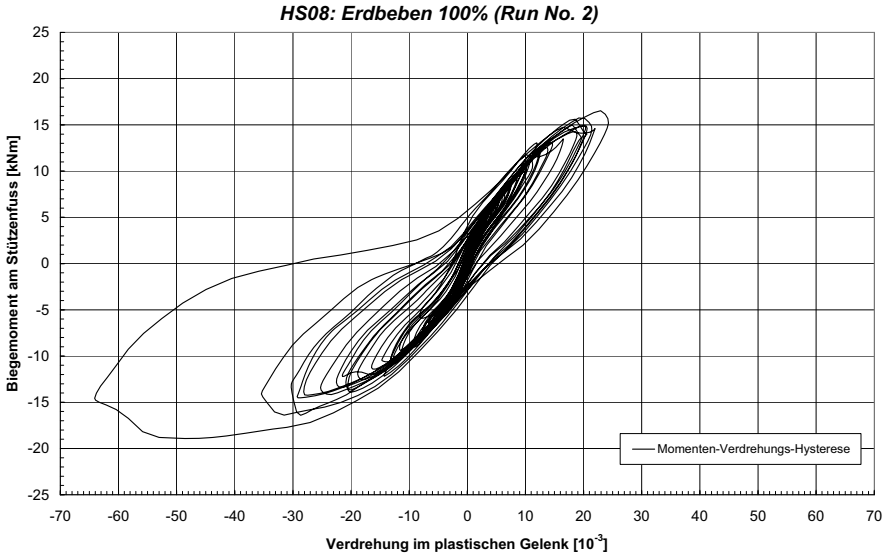


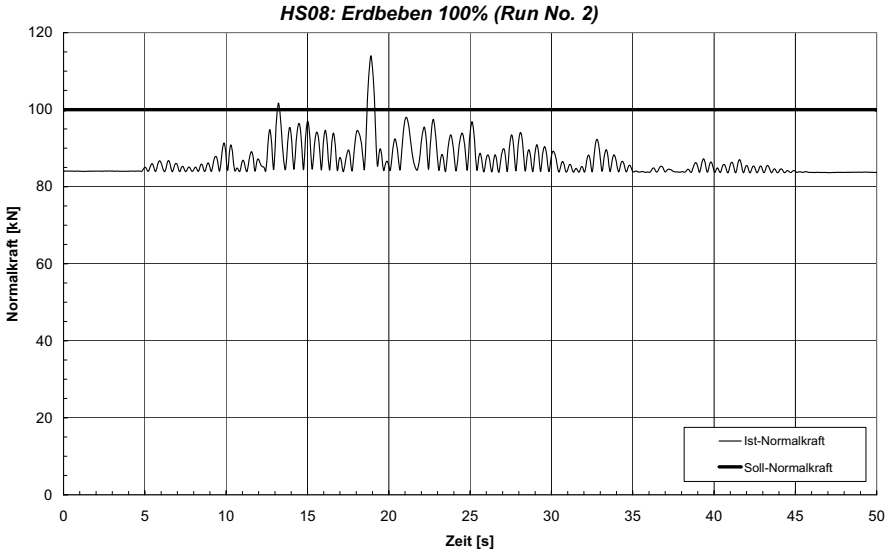
HS08: Erdbeben 100% (Run No. 2)



HS08: Erdbeben 100% (Run No. 2)







Plastischer Gelenk nach dem zweiten 100% Erdbeben

