

Diploma Thesis

# Seismic observation of centric and eccentric mass distributions in industrial plant construction

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Diplom-Ingenieur  
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

---

Diplomarbeit

## Seismische Betrachtung von zentrischen und exzentrischen Massenverteilungen im Industrieanlagenbau

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Diplom-Ingenieurs  
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Amel Karic, BSc**

Matr.Nr.: 01325520

unter der Anleitung von

Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch**

Dipl.-Ing. **Andreas Rudisch, BSc**

Institut für Hochbau und Technologie  
Forschungsbereich: Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/206-04, 1040 Wien, Österreich

Wien, im November 2018

---

# Kurzfassung

Erdbeben, auch wenn diese im zentraleuropäischen Raum selten auftreten, können eine beachtliche Gefahr für Hochbauten, insbesondere für kapitalintensive und hochtechnische Industrieanlagen, darstellen. Die erdbebengerechte, konstruktive Durchbildung von Tragwerken stellt die wesentliche Grundlage für die erdbebensichere Auslegung von Hochbauten dar. Bei der erdbebenspezifischen Auslegung von Bauwerken sind sowohl das Haupttragwerk (Primärstruktur) als auch die nichttragenden Bauteile (Sekundärstruktur) zu berücksichtigen. Die durch Erdbeben induzierten Schäden können unter Umständen bei einer nicht erdbebengerechten Auslegung von Bauwerken zu hohen wirtschaftlichen und ökologischen Schäden und Folgeschäden führen. Vor allem kommt der Auslegung nichttragender Bauelemente bei hochtechnischen Anlagen, wie es der Anlagenbau wiedergeben würde, besondere Bedeutung zu. Um schadensintensive und weiträumige Auswirkungen im Erdbebenfall entgegen zu wirken, muss eine erdbebengerechte Bemessung des Haupttragwerkes sowie der im Anlagenbau bedeutenden nichttragenden Bauteile durchgeführt werden.

Die zur Verfügung stehenden Erdbebenbemessungsansätze der heute gültigen Normenwerke (Eurocode 8, ASCE u. dgl.) stellen eine in der Regel ausreichende konstruktive Auslegung des Haupttragwerkes im herkömmlichen Hochbau gegenüber seismischen Einwirkungen dar. Die erdbebengerechte Bemessung der restlichen Bauwerksteile, wie den nichttragenden Gebäudeteilen, nimmt dabei einen weniger wichtigen Aspekt in den normativ geregelten Bemessungsansätzen ein. Im Zuge dieser Arbeit wird das Augenmerk auf die Bemessung von nichttragenden Bauteilen gelegt, unter Berücksichtigung des Einflusses unregelmäßiger Massenverteilungen auf die Beschleunigungsverstärkung. Vor allem der Industrieanlagenbau besitzt, aufgrund der Situierung seiner nichttragenden Bauelemente, eine oftmals stark unregelmäßige Massenverteilung. Im Rahmen der Arbeit werden die normativen analytischen Bemessungsansätze für nichttragende Bauteile analysiert und für die Verwendbarkeit unter besonderen Bauwerksgegebenheiten, wie es der Anlagenbau darstellen würde, gegenübergestellt. Speziell wird nachgewiesen, welchen Effekt eine unregelmäßige Massenverteilung auf die Stockwerksbeschleunigungsantworten hat.

Bevor sich die vorliegende Arbeit mit der numerischen Simulation des Einflusses unregelmäßiger Massenverteilungen auf die Stockwerksbeschleunigungsverstärkung im Anlagenbau befasst, werden die wesentlichsten Grundlagen seismischer Phänomene und die wichtigsten baulastdynamischen Instrumente, soweit sie für die ingenieurmäßige Beurteilung von seismischen Einwirkungen und der konstruktiven Bauwerksauslegungen erforderlich sind, zusammengefasst.

# Abstract

Even though earthquakes are rare in Central Europe, they can pose a significant threat to building construction, especially for capital-intensive and high-tech industrial plants. The earthquake-resistant and constructive design of structures represents the fundamental basis for the earthquake-resistant design of buildings. In the earthquake-resistant design of structures, both the main structure (primary structure) and the non-structural elements (secondary structure) have to be considered. The damage caused by earthquakes in non-earthquake-resistant designed buildings may lead to high economic and ecological damage and also to swich damages. Above all, the design of non-structural components is of special importance in high-tech constructions, such as plant engineering. To prevent damage-intensive and long-range effects in the event of an earthquake, an earthquake-compatible design of the main supporting structure as well as of the non-structural elements must be carried out.

The available earthquake design approaches of the currently valid standards (Eurocode 8, ASCE etc.) generally represent a sufficient structural design of the main supporting structure. The seismic design of the remaining building parts, such as the non-load-bearing building parts, takes up a less important aspect in the normatively regulated design approaches. In the course of this work, attention is paid to the design of non-structural components, taking into account the influence of irregular mass distributions on the acceleration gain. Due to its often highly irregular location of its non-structural components, plant construction represents a promising comparison with the proposed design approaches for non-structural components. Within the scope of this work, the normative analytical design approaches for non-structural components are analyzed and compared for their applicability under special structural conditions, as would be represented by plant construction. In particular, the effect of an irregular mass distribution on the floor acceleration responses is demonstrated.

In summary the present work covers the most important fundamentals in earthquake engineering, the seismic design according to the state of the art, the numerical FE-Simulation and the conclusion.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>6</b>
1.1	Motivation . . . . .	6
1.2	Zielsetzung . . . . .	10
<b>2</b>	<b>Grundlagen – Erdbebeningenieurwesen</b>	<b>11</b>
2.1	Erdbeben . . . . .	11
2.1.1	Seismizität . . . . .	12
2.2	Einflussfaktoren der seismischen Einwirkung auf Bauwerke . . . . .	14
2.2.1	Erdbebengefährdung . . . . .	14
2.2.2	Untergrundbeschreibung . . . . .	15
2.2.3	Tragstruktur . . . . .	16
2.3	Ingenieurmäßige Darstellung der Erdbeben . . . . .	17
2.3.1	Zeitverläufe . . . . .	17
2.3.2	Antwortspektren . . . . .	19
2.3.3	Stockwerk-Antwortspektren . . . . .	22
2.4	Mathematische Beschreibung von Schwingungen . . . . .	23
2.4.1	Einmassenschwinger . . . . .	23
<b>3</b>	<b>Berechnungsmethoden – Stand der Technik</b>	<b>26</b>
3.1	Linear-elastische Berechnungsmethoden . . . . .	26
3.1.1	Ersatzkraftverfahren . . . . .	27
3.1.2	Antwortspektrumverfahren . . . . .	29
3.1.3	Nichtlineares Materialverhalten in linear-elastischen Berechnungsmethoden . . . . .	32
3.2	Nichtlineare Berechnungsmethoden . . . . .	33
3.2.1	Nichtlineare statische Berechnungsmethode . . . . .	33
3.2.2	Zeitverlaufsberechnung . . . . .	35
3.3	Zusammenfassung – Berechnungsarten . . . . .	36
3.3.1	Vergleich der Berechnungsmethoden . . . . .	36
3.3.2	Eignung für den Anlagenbau . . . . .	37
3.4	Berücksichtigung der Torsionseinwirkung . . . . .	39
3.4.1	Torsionseinfluss im linear-elastischen Anwendungsbereich . . . . .	39
3.4.2	Torsionseinfluss im nichtlinearen Anwendungsbereich . . . . .	40
3.4.3	Zusammenfassung – Torsion . . . . .	41
3.5	Bemessung nichttragender Bauteile . . . . .	42
3.5.1	Normative Bemessungsansätze für nichttragende Bauteile . . . . .	42
3.5.2	Zusammenfassung . . . . .	47

---

<b>4</b>	<b>Systembetrachtung – Fallbeispiele</b>	<b>48</b>
4.1	Geometrierfassung . . . . .	48
4.2	Eingangsdaten . . . . .	51
4.2.1	Materialparameter . . . . .	51
4.2.2	Massenaufstellung . . . . .	51
4.2.3	Lastfall – Erdbeben . . . . .	54
4.3	Modellbildung . . . . .	56
4.3.1	Modalanalyse . . . . .	57
4.3.2	Modellanalyse . . . . .	62
<b>5</b>	<b>Simulationsergebnisse</b>	<b>65</b>
5.1	Numerische Berechnung – Zeitverlaufberechnungen . . . . .	65
5.2	Simulationsauswertung . . . . .	65
5.2.1	Simulationsauswertung – 4-stöckiges Tragwerksmodell . . . . .	66
5.2.2	Simulationsauswertung – 8-stöckiges Tragwerksmodell . . . . .	67
5.2.3	Simulationsauswertung – 12-stöckiges Tragwerksmodell . . . . .	68
5.2.4	Simulationsauswertung – 16-stöckiges Tragwerksmodell . . . . .	69
5.2.5	Simulationsauswertung – Beschleunigungsverstärkung . . . . .	70
5.2.6	Simulationsergebnisse – Zusammenfassung . . . . .	76
<b>6</b>	<b>Schlussfolgerung und Ausblick</b>	<b>77</b>

# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Motivation

Erdbeben stellen im zentraleuropäischen Raum Naturphänomene dar, die eher selten auftreten. Das heißt aber nicht, dass seismischen Einwirkungen keine statisch konstruktive Beachtung geschenkt werden müsste. Erdbeben können jederzeit auftreten und sind auch im zentraleuropäischen Raum zu erwarten. Im Bauingenieurwesen hat sich im Laufe der Zeit eine Beständigkeit in der erdbebensicheren Auslegung von Bauwerken gebildet. Die Nachweismethoden, die zur Beschreibung von hochdynamischen Prozessen geboten werden, stellen eine wesentliche Grundlage für die erdbebengerechte Auslegung von Tragwerken dar. In den heute gültigen erdbebenspezifischen Normenwerken, wie der ÖNORM EN 1998-1, der DIN 4149 oder der amerikanischen Norm ASCE, liegt der Mittelpunkt in der erdbebensicheren Auslegung der Haupttragwerke. Im herkömmlichen Hochbau stellt eine konstruktive Auslegung des Haupttragwerkes nach den jeweiligen gültigen Normenwerken eine ausreichend sichere konstruktive Auslegung der Bauwerke gegenüber seismischen Einwirkungen dar. Die erdbebengerechte Bemessung der restlichen Bauwerkselemente, wie den nichttragenden Gebäudeinhalten, nimmt einen weniger wichtigeren Aspekt in den normativ geregelten Bemessungsansätzen ein. Vor allem schließt die für die erdbebensichere, konstruktive Tragwerksauslegung herkömmlicher Hochbauten gültige österreichische Norm ÖNORM EN 1998-1 kategorisch bedeutende Anlagen aus ihrem Anwendungsbereich aus und verweist auf eine selbstständige Erarbeitung von erdbebengerechten Konzepten zur erdbebensicheren Auslegung der Haupttragwerke als auch der nichttragenden Elemente [3].

Die Erdbebenbeschädigungen, die an und durch nichttragende Elemente auftreten können, haben in den meisten Fällen beachtliche wirtschaftliche Schäden zu Folge, denn in der Regel machen diese sekundären nichttragenden Bauteile in herkömmlichen Hochbauten 60% bis 80% der Gesamtkosten eines Bauobjektes aus [8]. Bei hochtechnischen Anlagen ist der Anteil aufgrund der intensiven Verfahrenstechnik noch um einiges höher einzuschätzen [8]. Neben dem schwerwiegenden finanziellen Aspekt können solche Elemente bei einer nicht erdbebengerechten Sicherung bzw. Bemessung eine fatale Personengefährdung durch beispielsweise herabfallende Gebäudeteile mit sich bringen.

In diesem Sinne ist es wichtig, das Risikobewusstsein, dass bei einer unsachgemäßen Erdbebenbemessung von nichttragenden Bauteilen eingegangen wird, aufzuzeigen. Insbesondere stellen Industrieanlagen mit ihren kapitalintensiven nichttragenden Elementen einen im baulastdynamischen Sinne attraktiven Untersuchungsrahmen dar. Der Anlagenbau

weist im generellen ausgeprägte Besonderheiten bezüglich der Tragwerkssteifigkeitsverteilung und der Massenverteilungen der nichttragenden Elemente auf. Somit wird eine aussagekräftige bauldynamische Tragwerksanalyse und weiters eine vielversprechende Gegenüberstellung mit den vorgeschlagenen Bemessungsansätzen für nichttragende Bauteile ermöglicht.

### **Industrieanlagen**

Industrieanlagen bestehen meistens aus großflächig ausgedehnten Anlagen mit hochtechnischen, sowie kapitalintensiven Verfahrenstechniken, die zur Realisierung und zur Aufrechterhaltung der industriellen Fertigungsprozesse dienen. Die darin zu findenden Verfahrenskomponenten weisen aufgrund der prozesstechnischen Erfordernisse im Gegensatz zum herkömmlichen Hochbau sehr starke Unregelmäßigkeiten im Grund- und Aufriss auf. Stark exzentrisch verlegte Rohre, massenintensive unregelmäßig situierte Maschinenteile sowie unregelmäßige Behälterpositionierungen zeichnen typische Industrieanlagen aus. Die Haupttragkonstruktion im Anlagenbau wird eher als eine verfahrenstechnische Hilfskonstruktion gesehen, die den sensiblen, hochtechnischen Anforderung der Prozesstechnik gerecht werden muss. Das Haupttragwerk muss so konzipiert sein, dass zum einen ein einwandfreier Prozessfluss im Betrieb ermöglicht wird und zum anderen das Tragwerk so konstruktiv ausgelegt ist, dass spätere Nutzungsänderungen problemlos abgefangen werden können. Um den besonderen Gegebenheiten im Anlagenbau gerecht zu werden, werden häufig Stahlrahmenkonstruktionen als lastaufnehmende und lastableitende Haupttragwerke herangezogen. Die Tragwerkskonstruktionen werden häufig aussteifend mit Diagonalen versehen oder als biegesteife Rahmen ausgeführt. Die Stahlrahmen stellen gegenüber anderen Bauweisen, wie beispielsweise der Stahlbetonbauweise eher weiche bis sehr weiche Tragsysteme dar [7].

Industrieanlagen weisen somit stark unregelmäßige, hochkomplexe, nichttragende Prozessfertigungselemente auf und rechtfertigen damit eine genauere bauldynamische Betrachtung. Unter der Erdbebenbemessung muss sichergestellt werden, dass bei denkbaren seismischen Einwirkungen die Tragfähigkeit sichergestellt wird und kostenintensive Schäden an den verfahrenstechnischen Einbauten, den nichttragenden Elementen und weitere Schäden durch Diese vermieden werden.

### **Nichttragende Bauteile:**

Jedes Bauobjekt besteht aus einem lastabtragenden Tragwerk und aus Elementen, die nicht zum Haupttragwerk gehören, wie den nichttragenden Bauteilen. Zu den nichttragenden Bauteilen werden beispielsweise Behälter, Rohrleitungen, Brüstungen, mechanische Komponenten, Anlagen, Vorhangfassaden, Trennwände u.dgl. gezählt [3].

Speziell im Anlagenbau nimmt das lastabtragende Haupttragwerk, eine in der Anlagenrelevanz, eher untergeordnete Rolle ein. Die kapitalintensive Wertzusammenkunft bei Industrieanlagen betrifft im Gegensatz zu den herkömmlichen Hochbauten nicht der Bauwerksbestand sondern die industriellen Fertigungsprozesse und die Anlagenkomponenten. Ein wesentlicher Punkt liegt in der Erhaltung der einwandfreien industriellen Verfahrensflüsse. Die nichttragenden Elemente von Industrieanlagen beinhalten in den meisten Fällen sensible, beschleunigungssensitive Verfahrenstechniken, wo Schäden an diesen Komponenten, wie auch Folgeschäden durch Freisetzung umweltgefährdender Stoffe, Beschädigungen an benachbarten Anlagenkomponenten, Betriebsstörungen u. dgl. zu beachtlichen wirtschaftlichen Folgen und zu möglichen Umweltbelastungen führen können [8].

### **Schadensausmaß nichttragender Bauteile:**

Um das Risikobewusstsein, das wir bei der nicht erdbebengerechten Auslegung der Sicherungsmaßnahmen nichttragender Bauteile treffen, aufzuzeigen, müssen die daraus möglichen erdbebenresultierenden Folgen der Beschädigung und Zerstörung gekannt werden. Die Bedeutung der erdbebensicheren Auslegung von Halterungsanschlüssen sowie von Sicherungsmaßnahmen sekundärer Elemente hat vor allem im Anlagenbau großen Stellenwert, um Schadensausmaße auf einem akzeptablen Maß zu halten. Das Verhalten der nichttragenden Einbauteile kann unter seismischen Einwirkungen unterschiedlich ausfallen. Ein hundertprozentiger Erdbebenschutz der Einbauteile ist aufgrund der vielen möglichen Schadenseinflüsse schwer bewerkstelligbar, jedoch können mit erdbebengerechten Auslegungen der nichttragenden Bauteile höhere Sicherheiten des Personenschutzes erreicht und schadensmindernde Sicherungsmaßnahmen getroffen werden. Die Schweizer Eidgenossenschaft, das Bundesamt für Umwelt (BAFU), hat in diesem Sinne für die Erdbebenvorsorge eine Empfehlung für die Erdbebensicherheit sekundärer Bauteile und weiterer Installationen und Einrichtungen herausgebracht. Dort werden mögliche Schadensausmaße durch nichttragende Bauteile kategorisiert und mögliche erdbebengerechte Sicherungsauslegungen vorgeschlagen. Die Empfehlung kategorisiert Schadensausmaße infolge nichttragender Bauteile mit drei Klassen [8]:

- Personenschaden
- Sachschaden
- Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit durch Sekundäre Bauteile

Die Personengefährdung stellt den bedeutendsten Gefahrenpunkt dar. Der Schutz der Unversehrtheit des Menschen vor herabfallenden oder beschädigten Teilen hat in der Erdbebenvorsorge die größte Priorität. Bei sehr vielen seismischen Ereignissen kommen

Personen durch herabfallende Bauteile, wie beispielsweise durch herabfallende Fassadenelemente ums Leben. Weiters sind umfallende oder herabfallende Elemente, die Fluchtwege blockieren, lebensbedrohend. Schlechte nicht erdbebengerechte Verankerungen und Sicherungen von Behältern, Leitungen u. dgl. stellen vor allem im Anlagenbau eine Lebensgefahr für Personen dar. Typische nichttragende Elemente, die bei einem seismischen Ereignis Menschenleben gefährden können, sind entsprechend der BAFU, nach [8], folgende:

- Anlagen, sowie Maschinenelemente
- Leitungen mit oder ohne gefährlichen Stoffen
- Behälter mit oder ohne gefährlichen Stoffen
- (schwere und große) Deckenbekleidungen
- unbewehrte Schornsteine
- Außenfassaden, Innenfassaden und Trennwände
- Regale, u.dgl.

Sachschäden entstehen direkt aus der Zerstörung des nichttragenden Elementes oder aus den resultierenden Folgeschäden. Im Anlagenbau können Schäden durch eine nicht erdbebengerechte Auslegung, der in vielen Fällen kapitalintensiven Elemente, verheerende Sachschäden verursachen. Sachschäden wären unter anderem entsprechend der BAFU, nach [8]:

- Schäden an schwach befestigten Behältern, Tanks (mit oder ohne gefährlichen Stoffen)
- Schäden an Leitungssystemen (mit oder ohne gefährlichen Stoffen)
- Schäden an schwachbefestigten Maschinenelemente
- Schäden durch herabfallende Deckenbekleidungen
- Zerstörung von schwingungsanfälligen unbewehrten Schornsteinen
- Schäden an nichttragenden Außenfassaden, Innenfassaden und Trennwänden
- Schäden an und durch unsachgemäß befestigte Regale u.dgl.

Neben der Personengefährdung und dem Sachschaden führen Erdbebenbeschädigungen in den meisten Fällen auch zu Störungen im Betriebsprozess. Unter Umständen kann der Sachschaden gering sein, während der Umsatzverlust durch den Betriebsausfall um vieles mehr ausfallen könnte. Typische Beispiele für Betriebsausfälle oder -störungen wären nach [8], entsprechend der BAFU, unter anderem:

- Massive Wasserschäden durch beschädigte Leitungen
- Ausfall der Stromversorgung
- Außerbetriebsetzung bedeutender Einrichtungen (Servern, Rechenzentren u.dgl.)
- Zerstörung von Installationen u. dgl.

In der Praxis können Beschädigungen eines bestimmten nichttragenden Bauteils unterschiedlich schwere Folgen in jeder der genannten Schadenskategorien haben. Die Wichtigkeit stellt das Bewusstsein dar, welche Schäden bei einer nicht erdbebengerechten Bemessung von nichttragenden Bauteilen zu erwarten sind.

## 1.2 Zielsetzung

In dieser Arbeit wird auf die Besonderheiten industrieller Anlagen, insbesondere auf ihr Tragwerkhalten im Erdbebenfall eingegangen. Vor allem wird der Einfluss von massenintensiven nichttragenden Bauelementen auf die Stockwerksbeschleunigungsantworten unter seismischen Einwirkungen aufgezeigt. Weiteres werden die normativ-festgelegten analytischen Erdbebenbemessungsansätze der unterschiedlichen Normenwerke wiedergegeben. Großes Interesse besteht darin, die baulastdynamische Antwort nichttragender Bauteile unter Rotationsschwingungen zu analysieren und mit dem in Österreich gültigen Bemessungsansätzen zu beurteilen.

Gliederung der Arbeit:

- Im Kapitel 2 werden zur Einführung in den Untersuchungsbereich die wesentlichen Instrumente des Erdbebeningenieurwesens behandelt.
- Im Kapitel 3 wird das Augenmerk auf die heute gültigen Normenwerke gerichtet und es werden die Besonderheiten in den Bemessungsansätzen nichttragender Bauteile unterschiedlicher Normenwerke erfasst.
- Die Kapitel 4 und 5 widmen sich der numerischen FE-Simulation und Auswertung der Torsionswirkung auf die Stockwerksbeschleunigungsantwort.
- Die Arbeit wird mit der Schlussfolgerung im Kapitel 6 geschlossen.

# Kapitel 2

## Grundlagen – Erdbebeningenieurwesen

Bevor sich diese Arbeit mit der Simulation des Einflusses unregelmäßiger Massenverteilungen auf die beschleunigungssensitiven nichttragenden Bauteile im Anlagenbau befasst, werden in weiterer Folge die wesentlichsten Grundlagen seismischer Phänomene und die wichtigsten baudynamischen Instrumente, soweit sie für die ingenieurmäßige Beurteilung von seismischen Einwirkungen und konstruktiven Bauwerksauslegungen erforderlich sind, zusammengefasst. Die im Kapitel 2 behandelten Thematiken werden auf das Wesentlichste kurz gehalten. Für ausführlichere Erläuterungen und tiefere theoretische Hintergründe wird auf entsprechende Literatur verwiesen ([1], [2] u. dgl.).

### 2.1 Erdbeben

Seismische Phänomene stellen eine hochdynamische Belastung für unser Bauwerke dar. Ein Erdbeben löst eine dynamische Bewegung des Untergrundes in alle Richtungen aus, wobei die ausgelöste wellenartige Bodenbewegung der Erdoberfläche in horizontaler Richtung überwiegt. Die angeregte Erdoberfläche steht mit unseren Bauwerken in Interaktion und überträgt die intensiven Bodenerschütterungen unmittelbar über die Fundierung in unsere Bauwerke [1]. Die Abbildung 2.1 zeigt eine schematische Darstellung einer seismischen Wirkungskette eines Erdbebens.

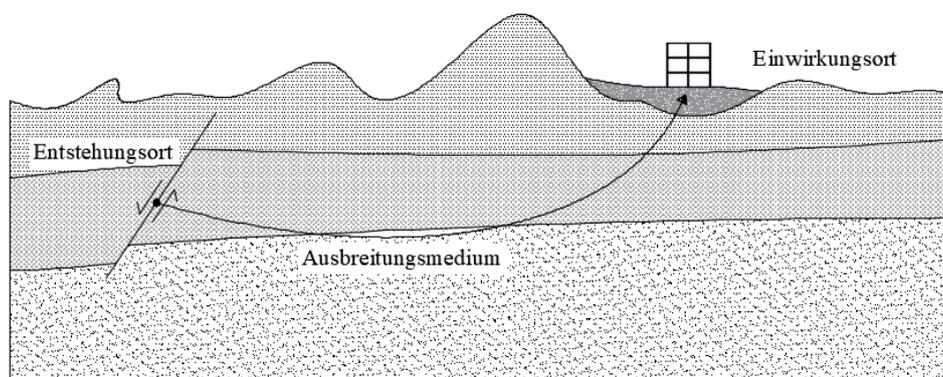


Abb. 2.1: Seismische Wirkungskette nach [1]

Auf die Stärke und auf den zeitlichen Verlauf der Erschütterung haben drei Komponenten den bedeutendsten Einfluss der Entstehungsort (das Hypozentrum), das Ausbreitungsmedium und die örtlichen Gegebenheiten am Einwirkort [1].

### 2.1.1 Seismizität

Die Seismizität beschreibt die Erdbebenaktivität in einer definierten Region. Sie definiert sich durch die Häufigkeit auftretender Erdbeben, durch die statistische Verteilung der Bebenstärken (Magnituden), durch die räumliche Verteilung des Erschütterungsgebietes (Epizentrum), durch die Tiefenverteilung der Beben (Hypozentrum) und durch die Makrobeobachtungen früherer stärkerer Ereignisse, was eine Beurteilung der entstanden Schadensbilder darstellt [9]. Erschütterungen die an der Erdoberfläche wahrgenommen werden, sind Erdbewegungen, die durch seismische Ereignisse im Untergrund induziert wurden. Grundsätzlich wird im Erdbebeningenieurwesen zwischen natürlichen und induzierten seismischen Ereignissen unterschieden. Die Ursache für die meisten natürlichen Erschütterungen der Erdoberfläche sind Scherbrüche im Untergrund. Diese entstehen wenn im Untergrund die Scherfestigkeit entweder herabgesetzt oder die Scherspannung erhöht wird, beispielsweise resultierend aus der Plattentektonik. Erdbeben sind Phänomene um Spannungen, die sich im Laufe der Zeit durch die Plattenbewegung im Untergrund aufgebaut haben, abzubauen. Auf der anderen Seite sind induzierte seismische Ereignisse, wie natürliche Erdbeben, Bruchvorgänge im Untergrund jedoch anthropogener Natur [9]. Erdbebengefährdende Zonen stellen Regionen dar, wo die tektonischen Platten der Erde sich zueinander oder voneinander bewegen und Bruchvorgänge im Untergrund verursachen. Das sind beispielsweise Gebiete, wie die San Andreas Verwerfung zwischen der nordamerikanischen und der pazifischen Platte oder Gebiete zwischen der europäischen und der afrikanischen Platte [7]. Im europäischen Raum sind der Mittelmeerraum und die Türkei vergleichsweise häufiger durch mittlere bis stärkere Beben betroffen, als der Raum von Zentraleuropa, wo ein Auftreten stärkerer Beben eher eine Seltenheit darstellt. Auch wenn die Erdbebengefährdung eine Seltenheit darstellt, ist durch die hohe Wertzusammenkunft der Bauobjekte und der großen Bevölkerungsdichte ein großes Schadenspotential in Zentraleuropa vorhanden [2].

Das Schadensbild durch ein Erdbebenereignis hängt nicht nur von der Stärke und der Dauer der seismischen Einwirkung ab, sondern auch von der erdbebengerechten Bauwerksausbildung und der Wertzusammenkunft im Erschütterungsbereich. Zum Beispiel forderte das Northridge-Beben (1994) bei einer Magnitude von 6,7 in einer dicht besiedelten und hoch industrialisierten Region "nur" 60 Tote aber Schäden in Milliardenhöhe US-Dollar. Im Gegenzug forderte ein fast gleich starkes Beben in Iran (2003) 26.000 Tote und Schäden in "nur" Millionenhöhe. Die erdbebensichere Auslegung von Bauwerken hat bei der Schadensminderung eine große Bedeutung. Beispielsweise führte das Beben in Kobe (1995) bei einer Magnitude von 6,9 zu 6.400 Toten und einen Sach- und Folgeschaden von 100 Milliarden US-Dollar. Im Gegensatz führte das Jahre später auftretende Beben in Niigata (2005) bei einer fast gleichstarken Magnitude von 6,6 zu "nur" 46 Toten und zu einem Sachschaden der die Hälfte verglichen mit Kobe ausmachte. Nach dem Kobeereignis wurden die dort gültigen Normenwerke zur erdbebengerechteren Bauwerksauslegung verschärft. Die Schadensfolgen von Kobe (1995) zu Niigata (2005) zeigen deutlich, was konsequentere Anwendung von erdbebensicheren Auslegungen im Erdbebenfall bringen können [7]. Die Einführung von

Baunormen im Bereich der Erdbebensicherheit kann bei der bewussten Umsetzung und Überprüfung zur deutlichen Reduzierung der Todesfälle und der Sachschäden führen. Dies ist aber nur möglich, wenn ausreichendes Wissen im Bereich der Erdbebensicherheit besteht und die Auslegung gegen Erdbeben ein wesentlicher Bestandteil in der konstruktiven Durchbildung – weltweit – wird. Um einen weiteren Überblick zu bekommen, welche Folgen Beben mit sich bringen und welche Wichtigkeit das Erdbebeningenieurwesen besitzt, sind in der nachfolgenden Tabelle 2.1 einige historische Erdbeben mit ihren verheerenden Schäden aufgelistet [7].

Erdbeben	Ort	Jahr	Magnitude	Schaden in US-Dollar	Todesfälle
Basel	Schweiz	1356	6,5	n. quantifiziert	1.000
Friaul	Italien	1976	6,5	2 Mrd.	1.000
Albstadt	Deutschland	1978	5,7	140 Mio.	0
Michoacan	Mexiko	1985	8,0	3-4 Mrd.	35.000
Loma Prieta	USA	1989	6,9	10 Mrd.	68
Northridge	USA	1994	6,7	44 Mrd.	60
Kobe	Japan	1995	6,9	100 Mrd.	6.400
Bam	Iran	2003	6,6	500 Mio.	26.000
Niigata	Japan	2004	6,6	28 Mrd.	46
Sichuan	China	2008	7,9	86 Mrd.	88.000

**Tab. 2.1:** Übersicht historischer Erdbeben mit Schadensfolge aus [7]

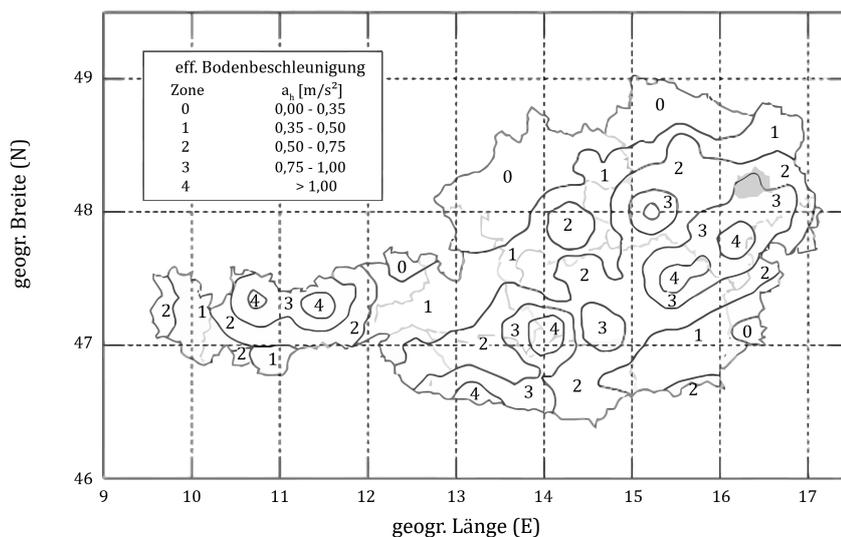
## 2.2 Einflussfaktoren der seismischen Einwirkung auf Bauwerke

Je nach Standort, Gefährdung oder Wichtigkeit des zu errichtenden Bauobjektes unterscheiden sich die erforderlichen Maßnahmen, die für eine erdbebensichere Auslegung erforderlich sein können. Eine angemessene, ortsgerichtete Erdbebenbemessung unterliegt vielen unterschiedlichen Besonderheiten, wo mit unterschiedlich hohen Erdbebenauslegungen die gleichen Schutzziele erreicht werden können. In diesem Sinne werden die wichtigsten Einflussfaktoren nachfolgend erfasst.

### 2.2.1 Erdbebengefährdung

Die Gefährdung eines Erdbebens definiert sich durch die Wahrscheinlichkeit seines Auftretens. Regionen, die öfters Erdbebenereignissen unterliegen erfordern eine viel strengere Bauwerksauslegung, als Gebiete, die wenig oder kaum von Erdbeben beansprucht werden. Die ortsspezifische Erdbebengefährdung stellt somit einen der wesentlichsten Einflussfaktoren in der Erdbebenbemessung dar [27].

Zur Darstellung der Erdbebengefährdung werden in Österreich Erdbebengefährdungskarten herangezogen und in Erdbeben-Normenwerken als Erdbebenzonenkarten wiedergegeben. Aus den Erdbebenzonenkarten können für eine festgelegte Wiederkehrperiode der Erdbeben die zu erwartenden Maximalwerte der Bodenbeschleunigungen entnommen werden. Die Abbildung 2.3 zeigt die Erdbebenzoneneinteilung für Österreich, entsprechend der ÖNORM B 1998-1, nach [26]. Jeder der fünf Zonen (0 bis 4) wird je nach Gefährdungsrelevanz eine effektive horizontale Bodenbeschleunigung zugewiesen. Die zugewiesenen Bodenbeschleunigungen spiegeln Maximalwerte mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren wieder, die einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren entsprechen [11].



**Abb. 2.3:** Zoneneinteilung der Erdbebengefährdung in Österreich, entsprechend ÖNORM B 1998-1, nach [26]

Für eine genauere Zonenzuordnung existiert in der ÖNORM B 1998-1 das Ortsverzeichnis mit der Zonenzuordnung und der Referenzbodenbeschleunigung, siehe ÖNORM B 1998; Tabelle A.1. [11], [4]. Die an den Ort zugewiesenen Bodenbeschleunigungen bilden die Grundlage für die weitere erdbebengerechte Bauwerksbemessung .

## 2.2.2 Untergrundbeschreibung

Neben den lokalen geologischen Verhältnissen, worauf sich die Erdbebengefährdung bezieht, können die unmittelbaren Untergrundverhältnisse die Erdbebeneigenschaften stark beeinflussen. So spielt der unmittelbare Baugrund eine ebenfalls wichtige Rolle bei der Berücksichtigung einer möglichen Erdbebenerschütterung. Zum Beispiel werden hochfrequente Schwingungen von weichen Böden gedämpft bzw. gefiltert und verstärken wiederum niederfrequente Schwingungen [7].

Historisch betrachtet kann das Beben in Mexiko City (1985) die Wichtigkeit der unmittelbaren Untergrundbeschaffenheit aufzeigen. Aufgrund des stratigraphischen Profils, bei dem große Teile der Stadt auf einem Becken sehr weicher Böden liegt, führte das Erdbeben im Jahre 1985 zu weiträumigen Schäden an der Bausubstanz. Die gemessenen Bodenbeschleunigungen von ungefähr  $1,7 \text{ m/s}^2$  können als mittelmäßig hoch gesehen werden, jedoch lag die durch den weichen Boden resultierende Grundfrequenz des Bodens im Resonanzbereich der Grundfrequenz der Gebäude und führte durch die Verstärkung der Bauwerksschwingungen zu erheblichen Schäden an der Bausubstanz [7].

Zur Beschreibung des stratigraphischen Baugrundprofils wurden in den Normenwerken, wie der ÖNORM EN 1998-1:2013 Tabelle B3.1., folgende Baugrundklassen – A, B, C, D, E,  $S_1$ ,  $S_2$  – definiert [4]:

Baugrundklasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils:
<b>A</b>	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m an der Oberfläche weicherem Material
<b>B</b>	Ablagerungen von sehr dichten Sand, Kies oder steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit zunehmender Tiefe
<b>C</b>	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton; Mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern
<b>D</b>	Ablagerung von lockeren bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden
<b>E</b>	Ein Bodenprofil bestehen aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m bis 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $\nu_S = 800 \text{ m/s}$
$S_1$	Ablagerungen bestehend aus einer mindestens 10 m dicken Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex und hohem Wassergehalt
$S_2$	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes anderes Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder $S_1$ enthalten ist

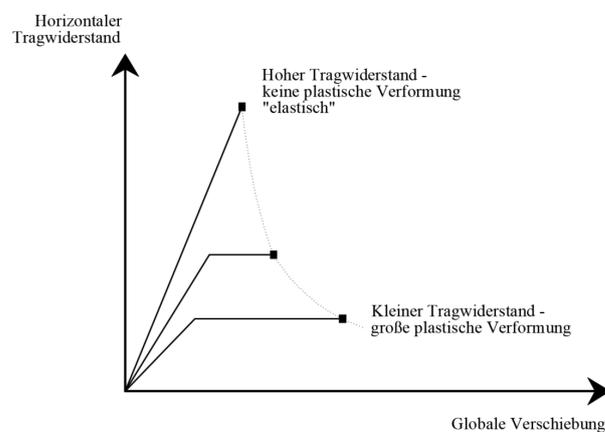
**Tab. 2.2:** Einteilung und Beschreibung der Baugrundklassen, entsprechend ÖNORM B 1998-1:2013, nach [11]

### 2.2.3 Tragstruktur

Einen weiteren wichtigen Einflussfaktor in der Erdbebenbemessung stellt das Tragwerk selber dar. Der Tragwiderstand und die Steifigkeit gegen horizontale Kräfte und die Duktilität – plastisches Verformungsvermögen – des Tragwerkes stellen die wichtigsten Tragkonstruktionseigenschaften in der erdbebengerechten Betrachtung von Bauwerken dar. Zwischen diesen Tragwerkseigenschaften sollte prinzipiell unterschieden werden. Sie können wichtige aber unterschiedliche Bemessungszielsetzungen im Erdbebenfall mit sich bringen [2].

Große Steifigkeiten des Tragwerks für horizontale Kräfte bedeuten geringe horizontale Auslenkungen und relative Stockwerksverschiebungen (Abbildung 2.4). Tragwerke mit großen Steifigkeiten überstehen ein Bemessungsbeben ohne bleibende Verformung – elastisch – und desto stärker muss ein Beben sein, um nichttragende Bauteile zu beschädigen. Gewisse Steifigkeiten sind bei relativ schwachen häufigen Erdbebenerschütterungen erforderlich, um Schäden an nichttragenden Bauteilen zu vermeiden [2].

Je größer der Tragwerkswiderstand ist, desto stärker muss eine Erdbebenerschütterung sein, um Schäden durch plastische Verformung zu erzeugen (Abbildung 2.4). Tragwerke mit einem hohen Tragwerkswiderstand überstehen seltene aber dafür stärkere Erdbebenerschütterung ohne bleibende Verformung –elastisch– und verringern durch ihre Tragwerksauslegung Schäden am Tragwerk. Ein hoher Tragwiderstand lässt jedoch geringe Schäden an nichttragenden Bauteilen zu [2]. Die Duktilität beschreibt das Verformungsvermögen des Tragwerkes. Je größer die Duktilität bei einem verringerten horizontalen Tragwiderstand ist, desto größer muss die Erdbebenerschütterung sein, um das Bauwerk zum Einstürzen zu bringen [2]. Es werden bestimmte Tragwerksteile so entworfen, dass sie bei Auftreten großer Bewegungen den Großteil der eingetragenen Energie dissipieren. Das heißt, dass bestimmte Teile so konstruktiv ausgebildet werden, dass sie sich planmäßig plastisch verformen sollen, um dabei die entstehenden Schäden lokal einzugrenzen und gering zu halten [7]. Dieses Strukturverhalten wird mit der nachfolgenden Abbildung 2.4 illustriert.



**Abb. 2.4:** Verschiedene Tragwerkskonzepte für den Erdbebenfall nach [7]

Je nach Erfordernis können somit verschiedene Tragwerkskonzepte in der Erdbebenbemessung verfolgt werden. Sollen Schäden an nichttragenden Bauteilen gering gehalten werden, so ist eine möglichst große Steifigkeit des Tragwerkes für horizontale Einwirkungen erforderlich. Sollen Schäden am Tragwerk gering gehalten werden, so muss ein hoher Tragwiderstand angestrebt werden. Soll das Bauwerk nur nicht Einstürzen, so kann eine große Duktilität bei kleinem Tragwiderstand ausreichend sein [2].

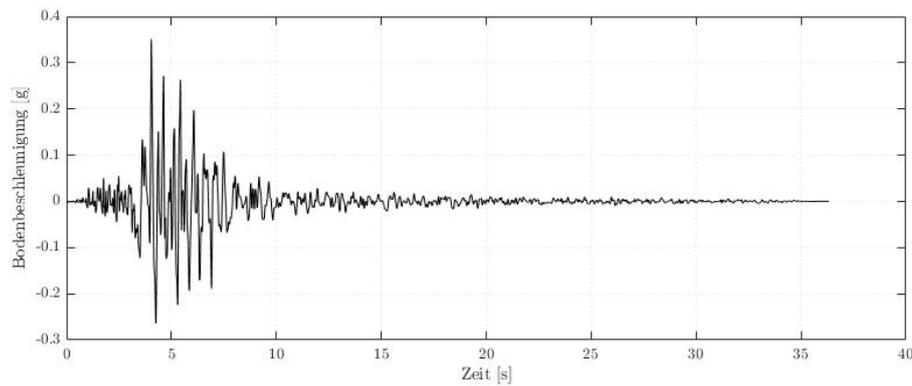
## 2.3 Ingenieurmäßige Darstellung der Erdbeben

Um eine fachspezifische Erdbebenbeurteilung durchführen zu können und in weiterer Folge eine erdbebengerechte Tragwerksbemessung im Hochbau zu führen, besteht das Interesse, stattgefundenere Erdbebenereignisse und deren wesentlichsten Kenngrößen so aufzubereiten, dass damit eine Erdbebenbemessung von Hochbauten erfolgen kann. Die wesentlichsten Merkmale einer seismischen Anregung werden durch die Kenngrößen, wie maximale Amplitude und Frequenzgehalt der Bodenerschütterungen, beschrieben [1]. Die ingenieurmäßige Erfassung der Erdbebenaufzeichnung stellt die Grundlage für die bauingenieurmäßige Darstellung der Erdbebenereignisse dar und wird in Form von Zeitverläufen und Antwortspektren dargestellt [10].

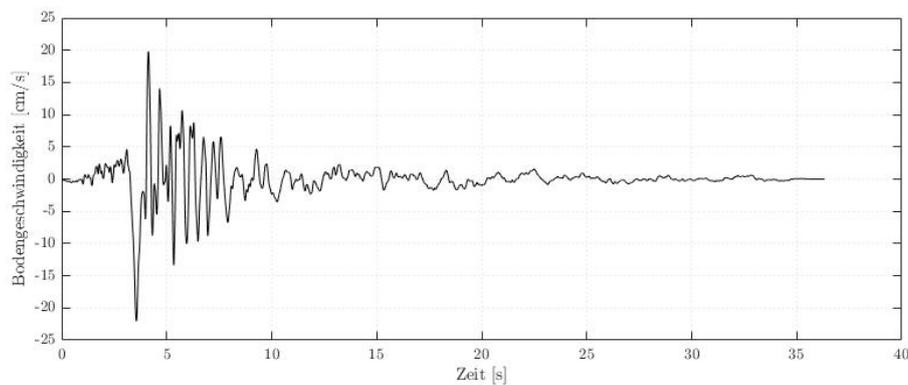
### 2.3.1 Zeitverläufe

In den Abbildung von 2.5 bis 2.7 sind die gemessenen horizontalen Erdbebenkomponente während des Bebens von Friaul (1976) dargestellt. Die Abbildung 2.5 zeigt den Bodenbeschleunigungszeitverlauf. Der Bodengeschwindigkeitszeitverlauf und die Verschiebung sind in Abbildung 2.6 und 2.7 abgebildet. Aus den dargestellten Verläufen lassen sich die wesentlichsten Zeitbereichsgrößen ermitteln.

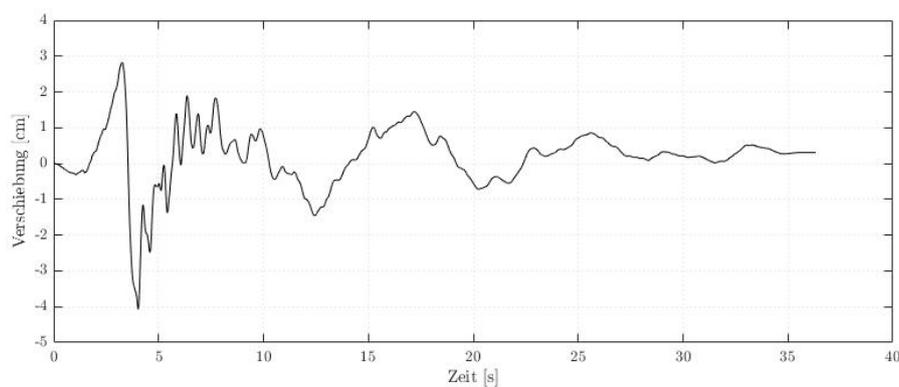
Die maximalen Werte wie die Bodenbeschleunigungen, die generell auch als PGA (peak ground acceleration) bezeichnet wird, reichen zur vollständigen Charakterisierung einer Bodenbewegung nicht aus. Insbesondere sind Informationen über die Dauer und den Frequenzgehalt einer Bodenbewegung zur vollständigen Erfassung notwendig. Besonders hat die Dauer einer Bodenbewegung großen Einfluss auf das Schadenspotential [1]. Die Erfassung solcher Kenngrößen erfolgt stets mit Hilfe von Seismographen. Die Zeitverläufe sind sehr stark von der lokalen Topologie, der Geologie, wie auch von den lokalen Untergrundverhältnissen abhängig. Somit unterscheiden sich die Erdbebenzeitverläufe und deren Maximalwerte je nach Standort [7].



**Abb. 2.5:** Der gemessenen horizontale Bodenbeschleunigungszeitverlauf während des Bebens in Friaul (1976) nach [16]



**Abb. 2.6:** Der Bodengeschwindigkeitsverlauf nach einmaliger Integration des Beschleunigungszeitverlaufes aus Abb. 2.5 nach [16]



**Abb. 2.7:** Die Bodenverschiebung nach zweimaliger Integration des Beschleunigungszeitverlaufes aus Abb.2.5 nach [16]

Zeitverläufe zeigen ein seismisches Ereignis an einem Standort, aber definieren nicht den möglichen Verlauf eines zukünftigen Erdbebens. Kommt es zu einem Erdbebenerschütterung, so wird sich der Erdbebenzeitverlauf, von dem errechneten Zeitverlauf unterscheiden. So müssen bei der Verwendung von Zeitverläufen zur Erdbebenbemessung mehrere unabhängige Erdbebenzeitverläufe berücksichtigt werden [7].

### 2.3.2 Antwortspektren

Antwortspektren, auch "response spectrum" genannt, stellen eines der wichtigsten baodynamischen Instrumente in der Erdbebenbemessung dar. Sie dienen sowohl zur Auswertung von erfassten Erdbebenereignissen, als auch zur Erdbebenbemessung von Bauwerken (Bemessungsspektren). Die grundsätzliche Vorgehensweise zur Erstellung von Antwortspektren registrierter Beben wird im Folgenden gemäß [10], [2] beschrieben:

1. Zeitliche Erfassung eines seismischen Ereignisses (Abbildung 2.8; Erdbebenanregung).
2. Elastische Einmassenschwinger (EMS) werden über die gesamte erfasste Zeitspanne des in Punkt 1 erfassten Beben an ihren Fußpunkten angeregt. Jeder EMS ruft eine andere Antwortschwingung hervor, da jeder dieser elastischen Einmassenschwinger mit einer anderen Eigenfrequenz  $f$ , somit auch einer anderen Eigenperiode  $T$ , aber alle mit dem gleichen Dämpfungsmaß  $\zeta$  angeregt wird (Abbildung 2.8, System von EMS).
3. Die Zeitverläufe sämtlicher EMS werden bestimmt, die Relativverschiebung  $d$ , die Relativgeschwindigkeit  $v$  und die Absolutbeschleunigung  $a$  (Abbildung 2.8, Systemantwort).
4. Die Maximalwerte der EMS werden als Funktionen ihrer Eigenfrequenz aufgetragen und verbunden. Daraus resultiert je EMS ein Antwortspektrum der Spektralwerte (Maximalwerte)  $S_d$ ,  $S_v$  und  $S_a$  je betrachteter Dämpfung  $\zeta$  (Abbildung 2.8, Elastische Geschwindigkeitsantwortspektren).

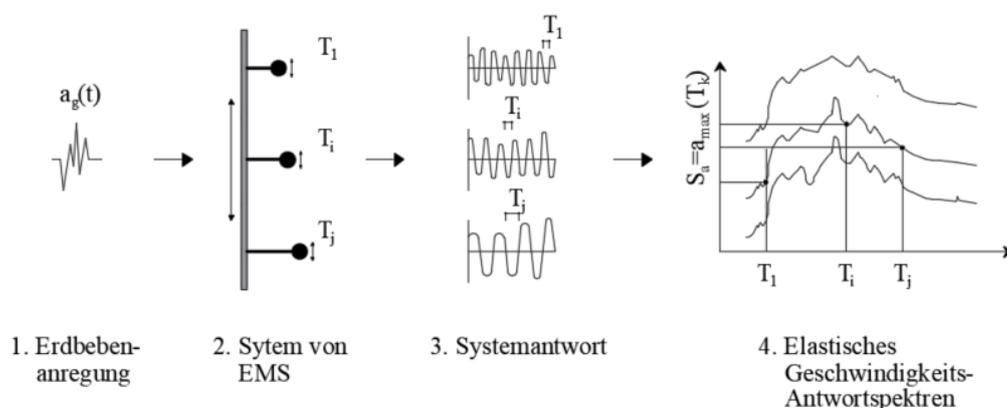


Abb. 2.8: Erstellung von elastischen Antwortspektren nach [2]

Die Abbildung 2.8 definiert somit die Vorgehensweise zur Erstellung von elastischen Antwortspektren. Um ein aussagekräftiges Spektrum zu erhalten, müssen je Dämpfungsmaß mehrere voneinander unabhängige Beben betrachtet werden. Im Erdbebeningenieurwesen werden vereinfacht geglättete umhüllende elastische Antwortspektren herangezogen. Die Abbildung 2.9 zeigt den typischen Verlauf eines elastischen Antwortspektrums für horizontale Komponenten. Das elastische Antwortspektrum wird als ein geglättetes umhüllendes elastisches Antwortspektrum mehrerer erfasster Erdbeben mit ähnlicher Intensität verstanden [2]. Die maßgebende Horizontalkomponente der seismischen Einwirkung wird im elastischen Antwortspektrum  $S_e(T)$  durch folgende Ausdrücke beschrieben [3]:

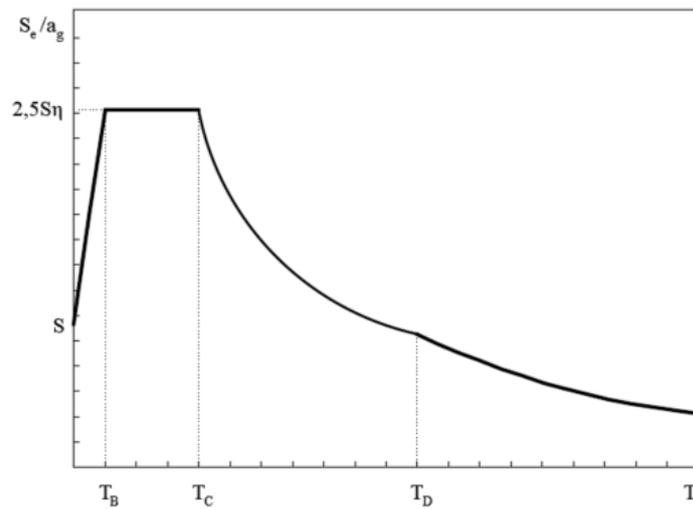
$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T_B} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

- mit  $S_e(T)$  = Ordinate des elastischen Antwortspektrums  
 $T$  = Schwingungsdauer eines linearen EMS  
 $a_g$  = Bemessungsbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A  
 ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ )  
 $T_B$  = Untere Grenze konstanter Spektralbeschleunigung  
 $T_C$  = Obere Grenze konstanter Spektralbeschleunigung  
 $T_D$  = Bereichsanfang konstanter Verschiebung des Spektrums  
 $S$  = Bodenparameter  
 $\eta$  = Dämpfungskorrekturbeiwert mit  $\eta = 1$  für 5% viskoser Dämpfung



**Abb. 2.9:** Die schematische Darstellung der Form eines geglätteten elastischen Antwortspektrums, entsprechend ÖNORM EN 1998-1, nach [11]

Die Werte für die Schwingungsdauer  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$  und den Bodenparameter  $S$  zur Beschreibung des elastischen Antwortspektrums sind von den Baugrundklassen (Tabelle 2.2: Baugrundklassen) abhängig [3].

#### Horizontale Bemessungs-Antwortspektren:

Zur Erdbebenbemessung werden modifizierte Antwortspektren herangezogen, um auch das duktile Verhalten von Tragwerken nicht außer acht zu lassen. Diese Dissipation von Energie durch nichtlineares Strukturverhalten wird mit der Einführung eines pauschalen Verhaltensbeiwertes  $q$  erzielt [11], [3]. Die Berücksichtigung der Tragwerksdissipation in den Ausdrücken des elastischen Antwortspektrums  $S_e(T)$  erfolgt nach der ÖNORM EN 1988-1 mit den nachfolgenden Gleichungen:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.8)$$

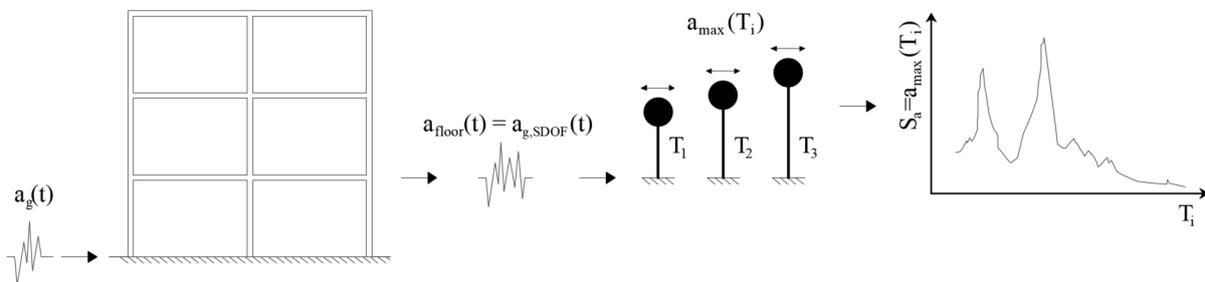
mit  $S_d(T)$  = Ordinate des Bemessungsspektrums  
 $q$  = Verhaltensbeiwert  
 $\beta$  = Beiwert für den unteren Grenzwert des Bemessungsspektrums; empfohlener  $\beta$ -Wert = 0,2

Die Berücksichtigungen der Vertikalkomponenten in Form von Antwortspektren sind in Österreich nicht relevant und dürfen daher vernachlässigt werden. Die Werte in vertikaler Richtung  $a_{vg}$  betragen erfahrungsgemäß  $(2/3) \cdot a_{gR}$  [3].

### 2.3.3 Stockwerk-Antwortspektren

Die Stockwerksantwortspektren werden zur Bemessung von nichttragenden, schwingungsanfälligen und vor allem bedeutenden Bauteilen, wie Anlagenteilen, Maschinen, Behältern, Zierelementen, u.dgl., wo die vereinfachten Bemessungsansätze der ÖNORM EN 1998-1 Kapitel 4.3.5. nicht ausreichen.

Stockwerksantwortspektren, auch "floor response spectrum" genannt, zeigen im Gegensatz zu den Antwortspektren die Antwort von dort montierten EMSn auf den Beschleunigungszeitverlauf des Stockwerkes. Die generelle Erstellungsablauf ist in der Abbildung 2.10 wiedergegeben.



**Abb. 2.10:** Erstellung von elastischen Antwortspektren nach [2]

Das generelle Stockwerksverhalten kann prinzipiell in zwei Bereiche unterteilt werden. Einmal das Verhalten von sehr steifen Bauwerken, die sich starr mit der Erdbebenbewegung mit bewegt. Die maximale Stockwerksbeschleunigung entspricht in etwa der Fußpunktbeschleunigung, wobei sich keine nennenswerte Relativverschiebung einstellt. Im Gegensatz zu sehr weichen Bauwerken geht die Stockwerksbeschleunigung gegen Null und die Relativverschiebung erreicht das Maximum und entspricht in etwa der maximalen Fußpunktverschiebung [7]. Sehr weiche Bauwerke stellen unter anderen Skelettbauweisen im Stahlbau und vor allem Industrieanlagen dar [29].

## 2.4 Mathematische Beschreibung von Schwingungen

Bevor im darauffolgenden Kapitel die in der Baudynamik verwendeten Berechnungsverfahren erörtert werden, wird in diesem Abschnitt die fundamentale Grundlage der Baudynamik in Groben aus [2] und [28] wiedergegeben.

### 2.4.1 Einmassenschwinger

Der Einmassenschwinger bildet die wesentlichste Grundlage für die mathematische Beschreibung der Zusammenhänge eines schwingungsfähigen Systems. Der Einmassenschwinger – auf Englisch: SDOF - single degree of freedom system – stellt das einfachste mathematische Modell eines eindimensionalen schwingungsfähigen Systems wieder und stellt die Basis für die konstruktive Erdbebenbemessung dar. Die Abbildung 2.11 zeigt das Modell eines Einmassenschwingers nach [2].

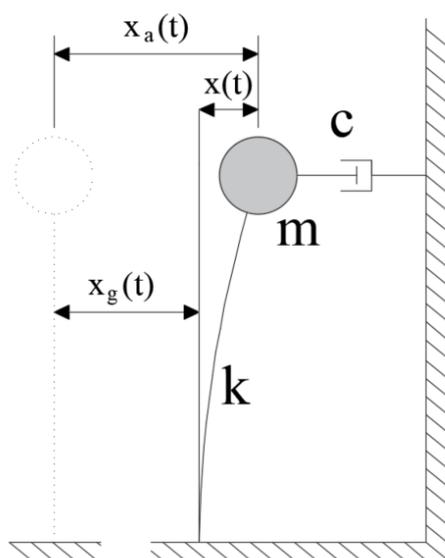


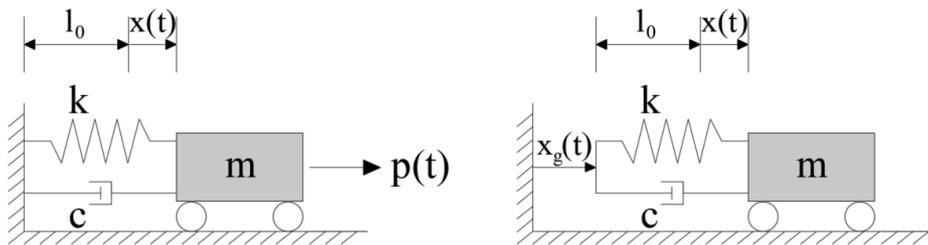
Abb. 2.11: Das anschauliche Modell eines Einmassenschwingers nach [2]

- mit  $m =$  Masse  
 $k =$  Federsteifigkeit  
 $c =$  Dämpfungsmaß  
 $x_a =$  Absolute Verschiebung  
 $x =$  Relativverschiebung  
 $x_g =$  Bodenverschiebung

Im Modellsystem ist die Masse starr und wird als Punktmasse im Schwerpunkt repräsentiert. Die Federsteifigkeit wird als masselos veranschaulicht und gibt die Eigenelastizität

der Struktur wieder. Die Dämpfungskonstante  $c$  repräsentiert einen Dämpfer mit viskoser Dämpfungskraft. Je nach Art der Anregung wird zwischen einer Kraftanregung  $p(t)$  und einer Weganregung  $-m \ddot{x}_g(t)$  unterschieden (siehe Abbildung 2.12) [28]. Daraus ergibt sich folgende Bewegungsgleichung [13]:

$$m\ddot{x}_a + c \dot{x} + kx = \begin{cases} p(t) \\ -m\ddot{x}_g(t) \end{cases} \quad (2.9)$$



**Abb. 2.12:** Ein weiteres anschauliches Modell eines EMSs unter verschiedenen Anregungen; Kraftanregung (links), Weganregung (rechts) nach [13]

Folgende an der Masse angreifenden Kräfte werden aktiviert: die Federkraft mit  $kx$ , die Dämpfungskraft  $c \dot{x}$  und die Trägheitskraft  $m\ddot{x}_a$ . Das Gleichgewicht am System gilt somit bei folgender Beziehung:

$$m\ddot{x}_a + c \dot{x} + kx = 0 \quad (2.10)$$

Aus der Beziehung von  $\ddot{x}_a = \ddot{x} + \ddot{x}_g$  setzt sich die absolute Beschleunigung aus der relativen Beschleunigung und der Bodenbeschleunigung zusammen. Durch Einsetzen folgt folgende Bewegungsgleichung:

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) + c \dot{x} + kx = 0 \quad (2.11)$$

Mit der Trennung der Relativgrößen von den Anregungsgrößen ergibt sich die Bewegungsdifferentialgleichung als

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g(t). \quad (2.12)$$

Die Gleichung 2.12 gibt somit die Bewegung eines gewöhnlichen SDOF-Systems wieder. Durch eine weitere Umformung der Differentialgleichung mit den in der Baudynamik charakteristischen Parametern folgt die Standardform:

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega \dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{x}_g(t) \quad (2.13)$$

mit

$$\begin{aligned} \omega &= \sqrt{\frac{k}{m}} = \text{Eigenkreisfrequenz des ungedämpften Schwingers} \\ \zeta &= \frac{c}{2m\omega} = \text{Dämpfungsmaß} \\ f &= \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} = \text{Eigenfrequenz} \\ T &= \frac{1}{f} = \text{Eigenperiode} \end{aligned}$$

Die Lösungsansätze der Bewegungsdifferentialgleichungen durch die homogene und die partikuläre Lösung sind einschlägiger Literatur zu entnehmen, wie [2].

Das Modell eines Einmassenschwingers kann in analoger Weise auch auf einen Mehrmassenschwinger mit  $n$  Freiheitsgraden übertragen werden und es ergibt sich die folgende Matrizen Schreibweise der Bewegungsgleichung [13]:

$$M \cdot \ddot{x} + C \cdot \dot{x} + K \cdot x = -M \cdot e \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (2.14)$$

mit

$$\begin{aligned} M &= \text{Massematrix} \\ K &= \text{Steifigkeitsmatrix} \\ C &= \text{Dämpfungsmatrix} \\ x &= \text{Verschiebungsvektor} \\ e &= \text{Richtungsvektor} \end{aligned}$$

# Kapitel 3

## Berechnungsmethoden – Stand der Technik

In Österreich, wie in vielen anderen europäischen Ländern, werden nach dem Eurocode 8 bestimmte Berechnungsmethoden zur Erdbebenbemessung im Hochbau angeboten. Unter bestimmten Anwendungskriterien darf die Tragwerksbemessung sowohl auf Grundlage eines linear-elastischen, als auch auf eines nichtlinearen Tragwerksverhaltens erfolgen. Im Bauingenieurwesen werden uns nach der ÖNORM EN 1998-1, 4.3.3.1.(3)/(4) (2013) grundsätzlich folgende Berechnungsmethoden vorgeschlagen:

- Linear-elastische Berechnungsmethoden:
  - Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren (Ersatzkraftverfahren)
  - Multimodales Antwortspektrumverfahren
- Nichtlineare Berechnungsmethoden:
  - Nichtlineare statische Berechnung (Push-Over-Methode)
  - Nichtlineare dynamische Berechnung (Zeitverlaufsberechnung)

In dieser Arbeit wird zum größten Teil auf die linear-elastischen Berechnungsmethoden eingegangen. Ein Exkurs zu den anderen Methoden wird jedoch gegeben, um die Unterschiede der einzelnen Verfahren aufzuzeigen. Dabei werden insbesondere die wesentlichsten Merkmale der vom Eurocode 8 vorgeschlagenen Berechnungsmethoden aufgezeigt. Weiters werden verschiedene analytische Berechnungsansätze zur Berücksichtigung von Torsionswirkungen bei Hochbauten wiedergegeben. Es wird ebenso auf die unterschiedlichen Bemessungsansätze nichttragender Bauteile der verschiedenen nationalen Normenwerke – wie ÖNORM EN 1998-1, DIN 4149, UBC 97 und ASCE 2010 – eingegangen.

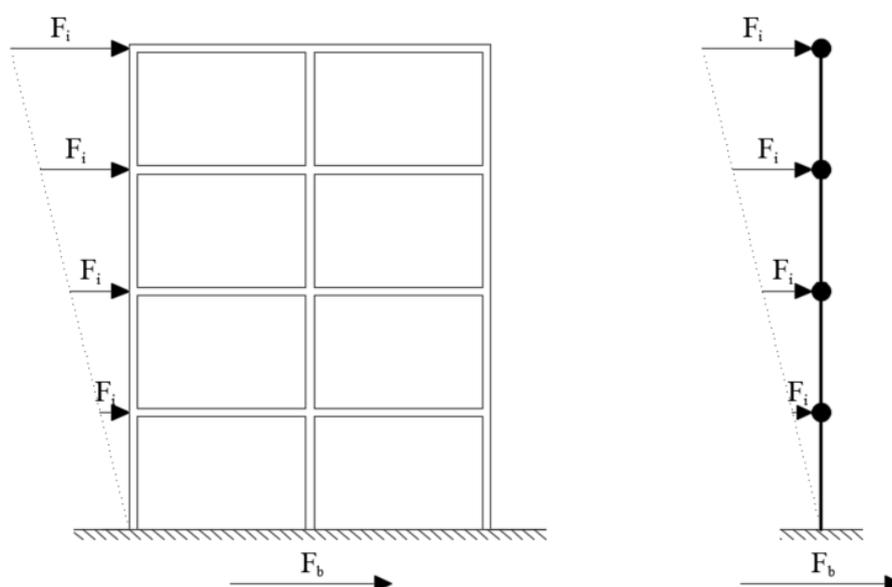
### 3.1 Linear-elastische Berechnungsmethoden

Unter dem linear elastischen Anwendungsbereich werden das vereinfachte Antwortspektrumverfahren und das multimodale Antwortspektrumverfahren vorgeschlagen. Das multimodale Antwortspektrum wird als das Standartrechenverfahren betrachtet und wird vor allem dann herangezogen, wenn die Gesamtschwingungsantwort eines Bauwerkes unter

einer Erdbebeneinwirkung von allen Bauwerksschwingungen abhängig ist. Im Gegensatz zum vereinfachten Antwortspektrumverfahren, das nur unwesentlich von höheren Schwingungsformen beeinflusst wird und nur die erste Grundschwingungsform berücksichtigt wird. Beiden Verfahren stützen sich auf einem linear elastischen Materialverhalten [3]. Im Weiterem werden die zwei vorgeschlagenen Berechnungsmethoden wiedergegeben.

### 3.1.1 Ersatzkraftverfahren

Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren, auch Ersatzkraftverfahren genannt, stellt eine gängige Erdbebenbemessungsmethode im Hochbau dar. Die Erdbebenwirkung wird durch eine horizontale Ersatzlast wiedergegeben, die über die Gebäudehöhe linear verteilt ist (Abbildung 3.1). Es handelt sich bei der Ersatzkraftmethode um einen statischen Berechnungsansatz bei einer nicht statischen, dynamischen Einwirkung [2].



**Abb. 3.1:** Die lineare Erdbebenkraftverteilung über das Tragwerk (links) und den Ersatzstab (rechts) nach [12]

Die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  ergibt sich aus dem Produkt der Ordinate des Bemessungsspektrums  $S_d(T_1)$  an der Stelle der Eigenschwingungsdauer des Bauwerkes  $T_1$  mit der Gesamtmasse des Bauwerkes. Es werden im Ersatzkraftverfahren die Gesamtmassen anstelle effektiver modaler Massen herangezogen. Die Erdbebengesamtkraft  $F_b$  muss in jeder der beiden zu untersuchenden horizontalen Bauwerksrichtung separat untersucht werden [3]. Die Modellierung im Ersatzkraftverfahren erfolgt anhand eines schwingenden Mehrmassenschwingers, den Ersatzstab (Abbildung 3.1) [12]. Die horizontalen Einwirkungsgrößen werden im Ersatzstab mit den horizontalen statischen Ersatzkraftgrößen  $F_i$  wiedergegeben, die über die Bauwerkshöhe mit einer linearen Verteilung approximiert werden. Der große

Vorteil dieser Berechnungsansätze ist, dass die Erdbebenbeanspruchung als ein weiterer statischer Lastfall behandelt wird, wo die nachfolgenden statischen Berechnungen die Schnitt- und Verformungsgrößen des Tragwerkes liefern [3].

Die maximale Erdbebenersatzkraft ergibt sich laut ÖNORM EN 1998-1 (2013) aus folgender Formel:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.1)$$

mit  $F_b =$  Gesamterdbebenlast  
 $S_d(T_1) =$  Bemessungsordinate bei der Bauwerksperiode  $T_1$   
 $T_1 =$  Eigenschwingungsdauer des Tragwerkes für horizontale Bewegungen  
 $m =$  Gesamtmasse des Bauwerkes  
 $\lambda =$  Korrekturbeiwert

Der Beiwert  $\lambda$  stellt einen Korrekturwert dar, der die Tatsache berücksichtigt, dass mit mehr als 2 Stockwerken und Verschiebungsfreiheitsgraden die effektive modale Masse kleiner ist, als die Gesamtmasse.  $\lambda = 0,85$ , wenn  $T_1 \leq 2 \cdot T_c$  gilt und mindestens 3 Stockwerke vorhanden sind, sonst beträgt der Korrekturbeiwert  $\lambda = 1,00$  [3].

Die Verteilung der Ersatzkraftgrößen beruhen auf der Annäherung der ersten Eigenform und berechnen sich wie folgt [3]:

$$F_i = F_b \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_j s_j \cdot m_j} \quad (3.2)$$

mit  $F_i =$  Horizontalkraft angreifend am Stockwerk  $i$   
 $F_b =$  Gesamterdbebenkraft nach Gleichung (3.1)  
 $s_i, s_j =$  Massenverschiebungen  $m_i, m_j$  in der Grundeigenform  
 $m_i, m_j =$  Stockwerksmassen

Da die Horizontalverschiebungen in der Grundeigenform mit der Bauwerkshöhe linear approximiert werden, können die horizontalen Ersatzkraftgrößen auch über die Bauwerkshöhe, wie folgt, angenähert werden [3]:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j \cdot m_j} \quad (3.3)$$

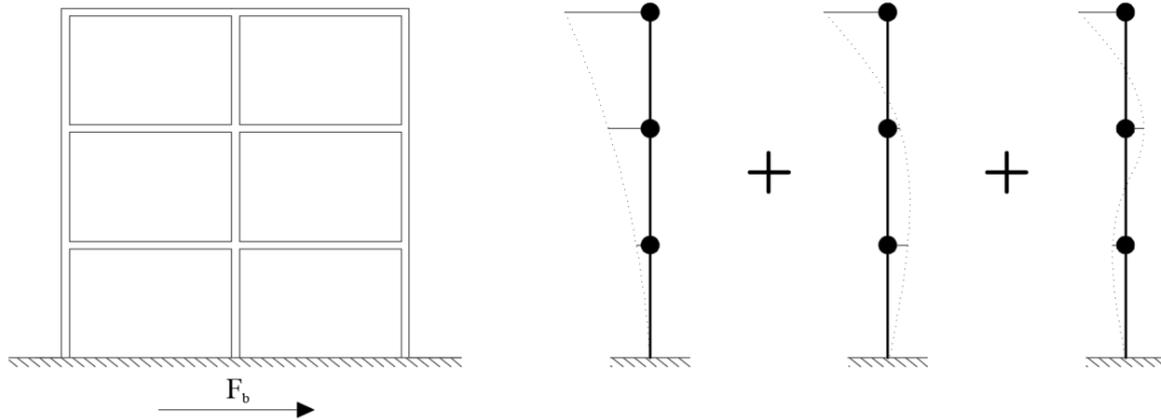
mit  $z_i, z_j =$  Höhe der Massen  $m_i, m_j$  über der Grundebene (Fundamentebene oder Oberkante starres Kellergeschoss)

Das Ersatzkraftverfahren darf bei Bauwerken verwendet werden, wo die Antwort nicht durch die Beiträge höherer Schwingungsformen als deren Grundeigenform beeinflusst wird. Die Anforderungen zur Anwendung werden als erfüllt angesehen, wenn folgende Bedingungen nach der ÖNORM EN 1998-1 (2013) erfüllt sind [3]:

- Die Aufrisskriterien nach der ÖNORM EN 1998-1 (4.2.3.3) erfüllt sind.
- Und die Eigenschwingungsdauer  $T_1$  in den beiden Hauptrichtungen die folgende Bedingung  $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot \pi \\ 2,0s \end{cases}$  erfüllt.

### 3.1.2 Antwortspektrumverfahren

Das Antwortspektrumverfahren stellt bei herkömmlichen Hochbauten im linear-elastischen Anwendungsbereich die Standardberechnungsmethode da. Viele der heutzutage geplanten Hochbauten erfüllen die Anwendungskriterien des Ersatzkraftverfahrens nicht mehr, da neben der Grundschwingungsform die Antworten höherer Schwingungsformen einen wesentlichen Beitrag zur Gesamtschwingungsantwort besitzen. Das multimodale Antwortspektrumverfahren spiegelt ein linear-dynamisches Berechnungsverfahren zur Ermittlung der maximalen Systemantwort wieder. In dieser Berechnungsmethode müssen alle durch die seismische Einwirkung angeregten Modalformen, die einen wesentlichen Beitrag zur Gesamtantwort der zu bemessenden Struktur besitzen, zur Berechnung des Bauwerkes herangezogen werden. Es werden also neben den Grundschwingungsformen auch die maßgebenden höheren Eigenschwingungsformen berücksichtigt, welche das linear-dynamische Tragwerksverhalten von unsymmetrischen Bauwerken gut aufzeigt. Es können sowohl ebene, als auch räumliche Modelle zur Berechnung herangezogen werden und die Erdbebenanregung kann in allen Richtungen erfolgen. Diese Berechnungsmethode folgt einem dynamischen Ansatz und ermöglicht eine Überführung des linearen Mehrmassenschwingers (MMS) durch eine Variablentransformation auf modale Koordinaten in ein System von entkoppelten Einmassenschwingern (EMS) [12]. Jeder Einmassenschwinger entspricht einer Eigenschwingungsform des Gesamtsystems. Jede dieser Eigenschwingungsformen wird unabhängig von den restlichen Eigenschwingungsformen des Bauwerkes mit Hilfe der Antwortspektrummethode ermittelt. Die ermittelten einzelnen Antworten der Eigenschwingungsformen werden wiederum zur Ermittlung der Gesamtantwort des Gesamtsystems miteinander überlagert (siehe Abbildung 3.2).



**Abb. 3.2:** Die Verschiebungsanteile der Eigenschwingungsformen (rechts) nach dem Antwortspektrumverfahren nach [12]

Jede einzelne Eigenschwingungsform wird durch ihre eigene Form  $\varphi_k$ , ihre Eigenfrequenz  $\omega_k$  und ihrem modalen Dämpfungsmaß  $\zeta_k$  beschrieben. Die einzelnen Eigenschwingungsformen werden jeweils mit  $\omega_k$  und  $\zeta_k$  ermittelt [2]. Für tiefere theoretische Hintergründe wird auf einschlägige Literatur verwiesen, wie zum Beispiel aus [2], [12] u.dgl..

Um aussagekräftige Ergebnisse nach dem multimodalen Antwortspektrumverfahren zu erhalten, müssen zur Ermittlung der Gesamtantwort alle wesentlichen Modalformen berücksichtigt werden und diese Bedingung wird als erfüllt angesehen, falls gezeigt werden kann, dass

- mindestens 90 % der Gesamtmasse des Bauwerkes durch die effektiven Modalmassen der berücksichtigten Schwingungsformen erreicht sind
- oder alle Schwingungsformen mit einer effektiven Modalmassen von mehr als 5 % der Gesamtmasse berücksichtigt wurden [3].

Bei der Verwendung von räumlichen Modellen müssen die angeführten Bedingungen zur Ermittlung der Gesamtantwort für jede maßgebende Richtung überprüft und eingehalten werden. Falls die eingeführten Bedingungen nicht erfüllt werden können, was in Hochbauten mit einem wesentlichen Beitrag von Torsionsmodalformen üblich ist, sollte in einer räumlichen Berechnung die Anzahl der berücksichtigten Modalbeiträge die nachfolgenden zwei Bedingungen nach der ÖNORM EN 1998-1 (2013) erfüllen:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3.4)$$

und

$$T_k \leq 0,20s \quad (3.5)$$

mit  $k =$  Anzahl der Modalbeiträge, die berücksichtigt werden  
 $n =$  Anzahl der Geschosse über der Grundebene  
 $T_k =$  Periodendauer in [s] der Modalform  $k$

Weiters gilt, die jeweiligen Antworten zweier Modalformen  $i$  und  $j$  dürfen voneinander unabhängig gesehen werden, wenn für ihre Perioden  $T_j \leq T_i$  gilt und die folgende Bedingung erfüllt ist [3]:

$$T_j \leq 0,9T_i \quad (3.6)$$

Die Einhaltung dieser Bedingung ermöglicht die Verwendung der SRSS-Regel (square root of the sum of the squares). Die SRSS-Regel stellt eine statistische Methode dar und ermöglicht eine Überlagerung der einzelnen Deformations- oder Schnittgrößen der einzelnen Modalformen zur Ermittlung der Gesamtantwort der Struktur. Die SRSS-Regel (Gleichung 3.7) erfolgt dadurch, dass die Quadratwurzel der Summe der quadrierten Modalanteile  $E_i$  gebildet wird [14]. Falls die Bedingungen in Gleichung (3.6) nicht erfüllt werden kann, was häufig der Fall mit gemischten Torsions- und Translationschwingungen ist, müssen genauere Verfahren für die Kombination der modalen Größen verwendet werden, wie die CQC (complete quadratic combination), die eine vollständige quadratische Kombination (Gleichung 3.8) darstellen würde [11].

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2} \quad (3.7)$$

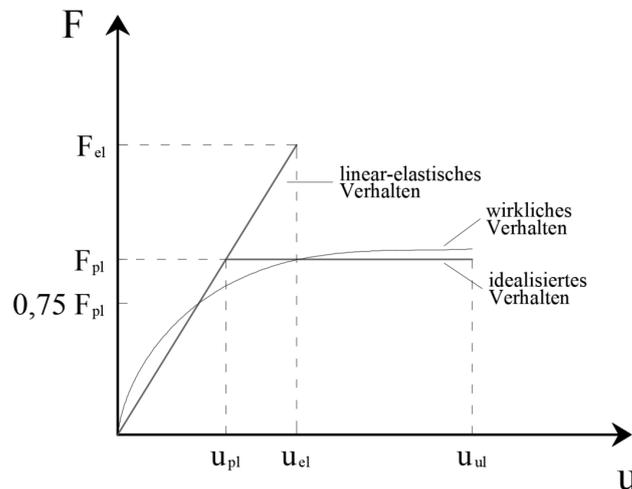
$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i E_j \epsilon_{ij}} \quad (3.8)$$

$\epsilon$  stellt den Korrelationskoeffizienten dar, der sich mit den modalen Dämpfungen und den Eigenkreisfrequenzen der Eigenformen  $i$  und  $j$  ermittelt.

### 3.1.3 Nichtlineares Materialverhalten in linear-elastischen Berechnungsmethoden

Bauwerke haben die Fähigkeit durch ihr nichtlineares Verhalten – plastische Verformung – eingetragene Energie zu dissipieren. Die Fähigkeit der Energiedissipation hängt dabei nicht nur vom nichtlinearen Materialverhalten ab, sondern auch von weiteren Effekten aus dem Tragsystem, wie der konstruktiven Durchbildung, den Dämpfungseigenschaften u.dgl.. In den linear elastischen Bemessungsmethoden wird dieses nichtlineare Verhalten global über einen baustoff- und konstruktionsabhängigen Verhaltensbeiwert  $q$  in Rechnung getragen. Das nichtlineare Verhalten wird dadurch nur näherungsweise abgeschätzt und bringt erhebliche Unsicherheiten mit sich [7].

Definitionsgemäß beschreibt der Verhaltensbeiwert das Verhältnis (Abbildung 3.3) der Erdbebenkraft  $F_{el}$  bei linear-elastischen Verhalten und der Erdbebenkraft  $F_{pl}$  bei nichtlinearen Tragverhalten (Gleichung 3.7) [14].



**Abb. 3.3:** Der Zusammenhang des Verhaltensbeiwertes  $q$  mit der Last-Verformungskurve nach [7]

$$q = \frac{F_{el}}{F_{pl}} \quad (3.9)$$

Aufgrund der Vielzahl an Unsicherheiten ist die Ermittlung eines exakten Verhaltensbeiwertes schwer bewerkstelligbar. Mögliche Abschätzungen können durch Annäherungen mittels dem Prinzip der Verschiebungsgleichheit oder dem Prinzip der gleichen Arbeit erfolgen (Abbildung 3.3) [14].

Das Prinzip der Verschiebungsgleichheit ergibt den folgenden Zusammenhang:

$$q = \frac{F_{el}}{F_{pl}} = \frac{u_{el}}{u_{pl}} \quad (3.10)$$

Zufolge der gleichen Formänderungsarbeit ergibt sich folgender Ausdruck:

$$q = \frac{F_{el}}{F_{pl}} = \sqrt{2 \cdot \frac{u_{ul}}{u_{pl}} - 1} \quad (3.11)$$

Die Verwendung vom Verhaltensbeiwert stellt eine sichtlich grobe Idealisierung der tatsächlichen Tragwerksnichtlinearitäten dar. Bei den Antwortspektrenverfahren ist die tatsächliche Last-Verformungskurve nicht bekannt. Es wird im Allgemeinen auf Erfahrungswerte zurückgegriffen, die durch experimentelle Untersuchungen oder nichtlineare Analysen an die realen Tragwerksnichtlinearitäten angenähert wurden. Im Eurocode 8 werden für die unterschiedlichen Materialien wie Stahl, Stahlbeton, Mauerwerk oder Holz in Abhängigkeit ihrer Tragwerksart Verhaltensbeiwerte  $q$  angegeben [3].

## 3.2 Nichtlineare Berechnungsmethoden

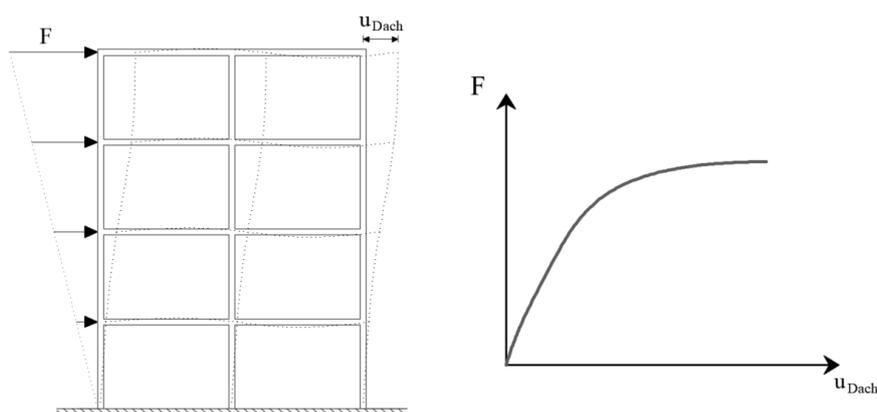
Lineare Berechnungsmethoden sind nicht dafür geeignet, Tragwerksverhalten unter seismischer Einwirkung zu beschreiben. Erdbebenbelastungen stellen energiereiche Einwirkungen bei einer hohen Zahl an Lastzyklen dar und da sich Nichtlinearitäten schon bei relativ geringen Lastniveaus einstellen können, ist eine nichtlineare Methode für eine wirklichkeitsgetreue Tragwerksanalyse unumgänglich [1].

Um das Materialverhalten auch über dem linear-elastischen Verhalten hinaus zu berücksichtigen, werden nach dem Eurocode 8 nichtlineare Berechnungsmethoden vorgeschlagen. Vorgeschlagen wird die nichtlineare statische Berechnungsmethode und die dynamische Zeitverlaufsrechnung. Da in den linearen Berechnungsverfahren die Energiedissipationen infolge des nichtlinearen Strukturverhaltens nur grob über Abminderungen, wie den  $q$ -Wert, erfolgt, werden in den nachfolgenden beschriebenen Berechnungsarten die Nichtlinearitäten angemessener berücksichtigt [3].

### 3.2.1 Nichtlineare statische Berechnungsmethode

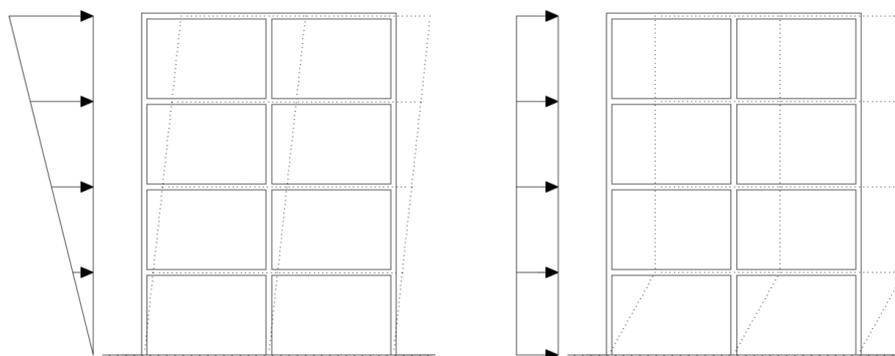
Mit der Pushover Analyse wird eine nichtlineare statische Berechnung durchgeführt, bei der die charakteristische globale Kraft-Verformungsbeziehung eines Tragsystems unter der Berücksichtigung von Nichtlinearitäten im Tragwerk, infolge monoton steigender horizontaler Lasten bei konstanter Vertikallast, bestimmt wird [7].

Das Ziel nichtlinearer statischer Verfahren ist die Ermittlung der Tragwerkskapazität. Die Tragwerkskapazität beschreibt die Fähigkeit der Struktur einer Erdbebenbeanspruchung standzuhalten. Die Tragwerkskapazität wird mit Hilfe einer Kraft-Verformungsbeziehung, auch Pushover-Kurve genannt, dargestellt (Abbildung 3.4) und sie wird durch das Verformungsvermögen und die Festigkeit des Bauwerkes bestimmt [15].



**Abb. 3.4:** Der Zusammenhang zwischen der Tragwerksbeanspruchung (links) und der Kraft-Verschiebungskurve (rechts) nach [12]

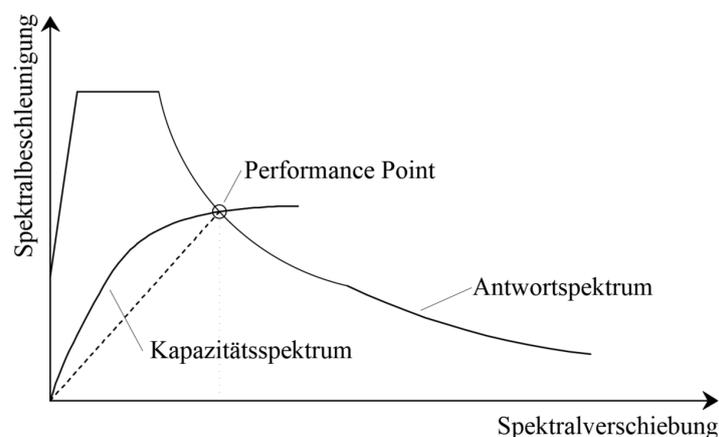
Die Kraft-Verformungskurve bildet die horizontale Verschiebung (beispielsweise am Dach) als Funktion der Schubkraft ab. Die Verteilung der horizontalen Stockwerkskräfte erfolgt entsprechend der Grundschwingungsform. Vereinfacht schlägt die ÖNORM EN 1998-1 zwei Verteilungen der Ersatzkraftgrößen vor, die gleichmäßige und die modale Verteilung (Abbildung 3.5). Die gleichmäßige Verteilung approximiert die 1.Eigenform und wird oft bei höheren Gebäuden maßgebend. Die modale (gleichmäßige) Verteilung wird bei niedrigeren Gebäuden und bei weichen Erdgeschoss angesetzt [3].



**Abb. 3.5:** Die modale (rechts) und die gleichmäßige Verteilung (links) der Horizontalkräfte nach [15]

Einflüsse höherer Schwingungsformen können ebenfalls mit der Pushover-Kurve erfasst werden [7]. Die Pushover-Kurve (Abbildung 3.4, rechts) gibt die Beanspruchbarkeit des Tragwerkes wieder und ist nicht von der Erdbebeneinwirkung abhängig, da sie nur von den Tragwerkeigenschaften (Geometrie und Materialeigenschaften) abhängig ist. Sie repräsentiert die Hüllkurve von Hystereseschleifen, die während eines Erdbebens erzeugt werden [15].

Der Nachweis gegen Erdbeben kann als erbracht gesehen werden, wenn man die Kapazitätsspektrum und auch das Antwortspektrum in ein Spektralverschiebungs- beschleunigungsdiagramm überführt und einen gemeinsamen Schnittpunkt gefunden hat (Abbildung 3.6). Dieser Punkt wird auch als Performance Point bezeichnet und gibt bei einer definierten Erdbebenstärke die zu erwartende Spektralverschiebung an [15].



**Abb. 3.6:** Die Überlagerung von dem Pushover- mit dem Antwortspektrum nach [15]

### 3.2.2 Zeitverlaufsberechnung

Die nichtlineare dynamische Zeitverlaufsberechnung beschreibt eine dynamische Berechnungsmethode. Die dynamische Berechnung der zu untersuchenden Systeme sieht vor, dass das zugehörige System von nichtlinearen Bewegungsgleichungen pro Zeitschritt linearisiert und über die Einwirkungszeit der seismischen Anregung numerisch integriert wird [7]. Zur Berechnung werden grundsätzlich numerische Verfahren unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens angewendet. Die Berechnungsmethode ermöglicht eine detailgetreue Erfassung der Geometrie, des Strukturverhaltens und des nichtlinearen Nachbruchverhaltens der Struktur [14]. Die numerische Modellierung bildet im Zeitverlaufsverfahren ein leistungsfähiges Rechenverfahren mit realitätsnaher Wiedergabe des Systemverhaltens.

Aufgrund des hohen Rechenaufwandes wird die Berechnungsmethode in der Praxis eher vermieden, da sie eine in den meisten Fällen nicht vertretbaren Aufwand für die Auswertung und die Interpretation darstellen würde [14].

## 3.3 Zusammenfassung – Berechnungsarten

### 3.3.1 Vergleich der Berechnungsmethoden

Die Einsatzbereiche der linear elastischen Verfahren und dem nichtlinearen statischen Verfahren sind durch ihre Berechnungsannahmen eingeschränkt einsetzbar. In der nachfolgenden Abbildung 3.7 finden sich die wesentlichsten Merkmale der vorgestellten Berechnungsarten [12].

	Ersatzkraftverfahren	Antwortspektrumverfahren	Nichtlineare statische Berechnung	Nichtlineare dynamische Berechnung
geometrisches Modell	zweidimensional	zwei- oder dreidimensional	zweidimensional	zwei- oder dreidimensional
dynamisches Modell	linearer Einmassenschwinger	linearer Mehrmassenschwinger	nichtlinearer Einmassenschwinger	nichtlinearer Mehrmassenschwinger
Materialmodell	linear	linear	nichtlinear	nichtlinear
Dämpfungsverfahren	viskos	viskos	viskos	viskos und hysteretisch
Berücksichtigung der Torsion	Vergrößerungsfaktor	linear	Vergrößerungsfaktor	nichtlineare
Berücksichtigte Eigenschwingungsformen	nur Grundschwingungsform	Grund- und höhere Eigenschwingungsformen	nur Grundschwingungsformen	nicht relevant
Berücksichtigung von Materialnichtlinearitäten	pauschaler Reduktionsfaktor	pauschaler Reduktionsfaktor	nichtlineares Materialmodell	nichtlineares Materialmodell
Erdbebenanregung	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Zeitverlauf
Resultatgrößen	Schnittgrößen und Verformungen	Schnittgrößen und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf; Schnittgrößen und Verformung	lokaler Duktilitätsbedarf; Schnittgrößen und Verformung
Begrenzung des Einsatzbereiches	regelmäßige Bauwerke	alle Bauwerke	Grundschwingungsform dominierend	alle Bauwerke
Typische Anwendungen	Bemessung	Bemessung	Nachrechnung bestehender Bauwerke	NW von bedeutenden Bauwerken; Nachrechnen v. Versuchen
Berechnungsaufwand	klein	mittel	groß	sehr groß

Abb. 3.7: Die wesentlichsten Merkmale der vorgestellten Berechnungsverfahren nach [12]

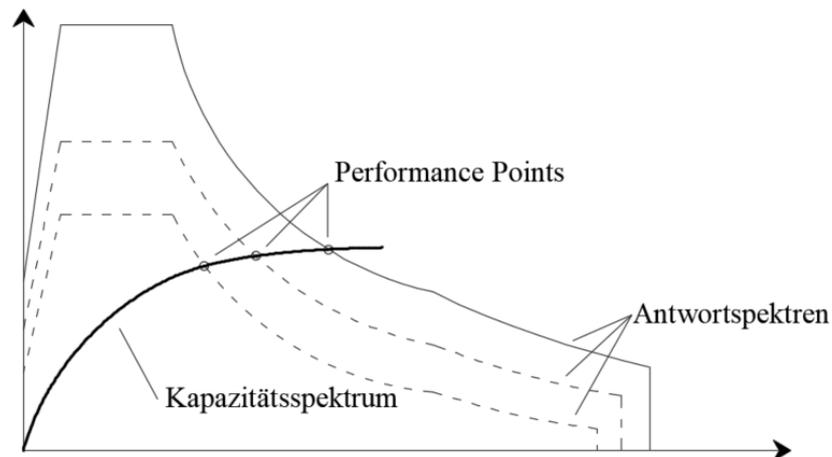
Die linear-elastischen Berechnungsmethoden bieten durch ihre einfache Handhabung eine effiziente Möglichkeit der Nachweisführung und Interpretation der Ergebnisse. Nachteilig ist die schlechte oder nur grobe Berücksichtigung der Nichtlinearitäten durch den vereinfachten Ansatz des groben Verhaltensbeiwerts  $q$ . Dieser Ansatz führt zu keiner ausreichenden Erfassung des realen Tragwerkverhaltens, hat sich jedoch durch seine einfache Modellbildung in der Praxis durchgesetzt.

Die Verwendung von nichtlinearen Methoden stellt hinsichtlich ihrer besseren Erfassung von Tragwerksreserven realitätsnähere Nachweisverfahren dar. In der Praxis werden die nichtlinearen Verfahren, aber vor allem die Zeitverlaufsberechnung, aufgrund ihrer zeitintensiven Modellierungen und Auswertungen als nicht praxistauglich eingestuft. Im Gegensatz zur Zeitverlaufsberechnung stellt die nichtlineare statische Methode zur Erfassung der Tragreserven eine effizientere und somit praxistauglichere Methode dar.

### 3.3.2 Eignung für den Anlagenbau

Die **linear-elastischen Antwortspektrumverfahren** sind zur Erdbebenbemessung von regelmäßigen Bauwerken sehr gut geeignet und stellen eine im herkömmlichen Hochbau sehr gängige Berechnungsmethode dar. Diese weist bei eher geringen Rechenaufwand und überschaubaren theoretischen Grundwissen recht zuverlässige Ergebnisse auf. Industrieanlagen sollten jedoch so ausgelegt werden, dass die Tragwerksbemessungen die späteren möglichen Nutzungsänderungen oder Anlagensituierungsänderungen im Grund- und Aufriss u. dgl. mit berücksichtigen. Die Anpassungsleichtigkeit auf spätere Nutzungsänderungen nimmt in der Bemessung eine wichtige Rolle ein. Somit verfällt der Vorteil des geringen Rechenaufwandes im Anlagenbau, da hier eine räumliche Modellabbildung, wegen der in den meisten Fällen ausgeprägten Unregelmäßigkeit im Grund- und Aufriss unumgänglich ist. Sollen weiters Strukturnichtlinearitäten, wie plastische Verformungen u. dgl. mit in die Berechnung einbezogen werden, stoßen die linearen Methoden durch ihre nur grobe und pauschale Berücksichtigung des nichtlinearen Tragwerksverhaltens durch einen Verhaltensbeiwertes  $q$  an ihre Grenzen. Da Industrieanlagen grundsätzlich eher weiche Rahmentragwerke aus dem Stahlbau darstellen, ist die Berücksichtigung von Nichtlinearitäten bei einer effizienten Tragwerksbemessung nicht unwesentlich [7].

Die **nichtlineare statische Berechnungsmethode** ermöglicht bei einer überschaubaren statischen Berechnung eine aussagekräftige Analyse des seismischen Tragwerkverhaltens von Industrieanlagen unter Berücksichtigung der Tragreserven [7]. Da die nichtlineare statische Analyse nur von den Tragwerkseigenschaften wie der Geometrie und dem Materialverhalten abhängt, lassen sich bei der Überlagerung der Kraft-Verformungskurve (Pushover-Kurve) mit möglichen Erdbebenantwortspektren verhaltensorientierte Bemessungskonzepte erstellen (Abbildung 3.8).



**Abb. 3.8:** Die schematische Veranschaulichung einer verhaltensorientierten nichtlinearen statischen Überlagerung mit möglichen Antwortspektren nach [7]

Die **nichtlinearen dynamischen Zeitverlaufsberechnungen** ermöglichen aufgrund der guten Abbildung der geometrischen und physikalischen Struktureigenschaften eine sehr gute Annäherung des Modellverhaltens an das reale Tragwerksverhalten unter Erdbebeneinwirkungen. Das Ergebnis und die Genauigkeit der Berechnung hängen wiederum sehr stark von dem Modellbildungsgrad und der Qualität der numerischen Auswertung ab. Im Anlagenbau werden generell wegen den unregelmäßigen Massenverteilungen räumliche Modelle benötigt, um aussagekräftige Ergebnisse zu liefern. Dieses Verfahren ist aufgrund der Komplexität der Systeme fehleranfälliger und ist nur für genauere Untersuchungen kritischer Industrieanlagen zu empfehlen [7].

## 3.4 Berücksichtigung der Torsionseinwirkung

Bauwerke sollten eine in räumlicher Richtung ausreichende Torsionssteifigkeit und -beanspruchbarkeit aufweisen. Die generellen Biege- oder Translationsschwingungen infolge von Erdbebeneinwirkungen werden zusätzlich bei unregelmäßiger Massenverteilung durch Torsionsschwingungen beansprucht, was zu einer stark ungleichmäßigen Beanspruchung der tragenden Struktur führt. Speziell der Industriebau weist sehr starke Unregelmäßigkeiten im Grund- und Aufriss auf. Der Torsionseinfluss infolge seismischer Einwirkung nimmt vor allem im Anlagenbau eine wichtige Rolle in der Tragwerksbemessung ein. Industrieanlagen werden vorwiegend aus Stahlrahmentragwerken aufgestellt, die im Gegensatz zu anderen Bauarten eine weiche Konstruktion darstellen und somit anfälliger auf jegliche Unsymmetrien sind. Da der Torsionseinfluss auf Stahlrahmentragwerke einen bedeutenden Stellenwert in dieser Arbeit aufweist, werden die Torsionswirkungen in Abhängigkeit der Rechenverfahren, die im Eurocode 8 vorgeschlagen werden, im Folgenden zusammengefasst.

### 3.4.1 Torsionseinfluss im linear-elastischen Anwendungsbereich

#### Zufällige Torsionswirkung:

Die zufälligen Torsionswirkungen beschreiben etwaige Ungenauigkeiten bei der Tragwerksberechnung. Sie soll Unsicherheiten der Lage von Massen und der räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenwirkung abdecken. Deshalb werden die errechneten Massenmittelpunkte von jedem Geschoß  $i$  um eine Ausmittigkeit  $e_{ai}$  von der planmäßigen Lage in beide Richtungen – orthogonal zueinander – verschoben angenommen:

$$e_{ai} = 0,05 \cdot L_i \quad (3.12)$$

mit  $e_{ai}$  = zufällige Ausmittigkeit der Geschossmasse  $i$  für alle Geschosse in gleicher Richtung  
 $L_i$  = Geschossabmessung normal zur Richtung der seismischen Einwirkung

#### Torsionswirkung im vereinfachten Antwortspektrumverfahren:

Laut ÖNORM EN 1998-1 (2013) kann die Torsionswirkung im vereinfachten Antwortspektrumverfahren auf die Beanspruchung der einzelnen lastabtragenden Bauteile mit einer Multiplikation mit einem definierten Beiwert  $\delta$  berücksichtigt werden, falls die horizontale Struktursteifigkeit und die Gesamtmasse im Grundriss symmetrisch verteilt ist und falls die zufällige Ausmittigkeit nach Gleichung (3.12) nicht mit einer genaueren Methode berücksichtigt wurde, wie zum Beispiel mit der Gleichung (3.13). Der Beiwert  $\delta$  stellt sich,

wie folgt zusammen:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (3.13)$$

- mit  $\delta =$  Beiwert zur Berücksichtigung der Ausmittigkeit  
 $L_e =$  Abstand zwischen den beiden äußersten horizontallastabtragenden Bauteilen, senkrecht zur seismischen Einwirkung  
 $x =$  Abstand zwischen dem Massenmittelpunkt und des betrachteten Bauteiles im Grundriss, senkrecht zur seismischen Einwirkung

Falls die Berechnung unter Anwendung von zwei ebenen Modellen – jeweils ein Modell für eine Bauwerkshaupttrichtung – darf die Torsionswirkung mit der Verdoppelung der zufälligen Ausmittigkeit  $e_{ai}$  berücksichtigt werden, wie auch mit der Berücksichtigung durch den Faktor  $\delta$ , indem der Faktor 0,6 auf 1,2 erhöht wird, erfolgen [3].

### Torsionswirkung in räumlichen Tragwerksmodellen:

Wird ein räumliches Berechnungsmodell herangezogen, dürfen die Torsionswirkungen als umhüllende Beanspruchungsgrößen bestimmt werden, die aus statischen Belastungen stammen, resultierend als Torsionsmomente  $M_{ai}$  um die vertikale Achse eines jeden Geschosses  $i$  [3].

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.14)$$

Mit  $M_{ai}$  als Torsionsmoment, dass auf das Geschoss  $i$  um seine vertikale Achse wirkt.  $e_{ai}$  stellt die zufällige Ausmittigkeit der Geschossmasse  $i$  für alle maßgebenden Richtungen dar und  $F_i$  kennzeichnet die Horizontalkraft, die auf das Geschoss  $i$  wirkt [3].

## 3.4.2 Torsionseinfluss im nichtlinearen Anwendungsbereich

### Torsionseinfluss – Push-Over Methode:

Die Berücksichtigung der Torsionsanteile eines Bauwerkes mit der angegebenen Ersatzkraftverteilung nach ÖNORM EN 1998-1 (4.3.3.4.2.2) könnte die steifen Seiten eines torsionsweichen Tragwerkes wesentlich unterschätzt werden. Für solche Bauwerke müssen die Verschiebungen der steifen Seite eines durch torsionsbeanspruchten Tragwerkes im Gegensatz zu einem entsprechenden, nicht torsionsbeanspruchten Tragwerkes erhöht werden. Die Erhöhung der Zielverschiebung kann als erfüllt angesehen werden, wenn die Verschiebungen der steifen Seifen auf den Ergebnissen der linear-elastischen modalen

Analyse eines räumlichen Modells basieren [3].

### **Torsionseinwirkung – Zeitverlaufsmethode:**

Die Zeitverlaufsanalysen können Torsionseinflüsse infolge seismischer Einwirkungen sehr gut wiedergeben. Je nach Modellierungsgang der numerischen Tragwerksmodelle lassen sich gute bis sehr gute Ergebnisse generieren.

### **3.4.3 Zusammenfassung – Torsion**

Im Hochbau werden in den meisten Fällen zweidimensionale Tragwerksmodellierungen angestrebt. Falls das Bauwerk eine Symmetrie im Grund- und Aufriss zeigt, ist die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse ausreichend, da die Torsions- und Biegeschwingungen voneinander entkoppelt betrachtet werden können. Ist jedoch das Bauwerk unsymmetrisch im Grund- und Aufriss, resultieren aus einer Stockwerksverschiebung gleichzeitig Grundrissverdrehungen, was eine Kopplung der Translations- und Rotationsschwingungen bewirkt und zu einer stärkeren Beanspruchung des Tragwerkes als bei einer nur translatorischen Bewegungen des Tragwerkes führt. Da es vor allem im Anlagenbau der Fall ist, dass schwere Anlagenteile wie Behälter innerhalb vom Bauwerk stark exzentrisch vorgefunden werden, während in anderen Bereichen keine Belastungen vorgefunden werden. Hier würde eine zweidimensionale Modellierung zu einer Unterschätzung der Beanspruchung zufolge Torsionsbeanspruchung führen, was zu einer dreidimensionalen Modellierung anraten würde [7].

## 3.5 Bemessung nichttragender Bauteile

Im Folgenden wird auf die seismische Auslegung von nichttragenden Elementen in Bauwerken, wie Anlagen, Rohre, Behältern, u. dgl. eingegangen. Sekundärkomponenten weisen in der Regel eine unzureichende erdbebengerechte Auslegung der Halterungs- bzw. Sicherungsmaßnahmen auf, vor allem bei Industrieanlagen. Aufgrund der relativ großen Massen werden zufolge der Industrieanlagenkomponenten hohe Trägheitskräfte durch seismische Einwirkungen aktiviert. Die Erdbebenbemessung von nicht tragenden Bauteilen stellt eine wichtige Konstruktionsauslegung dar, um weitreichende Sekundärschäden im Erdbebenfall zu vermeiden. International wurden im Bauingenieurwesen verschiedene Ansätze verfolgt, um das dynamische Verhalten von nichttragenden Bauteilen zu beschreiben sowie analytisch zu erfassen und um eine im Erdbebenfall ausreichende Bemessung führen zu können. Im Weiteren werden die wichtigsten normativen Ansätze seismischer Auslegungen von nichttragenden Bauteilen festgehalten.

### 3.5.1 Normative Bemessungsansätze für nichttragende Bauteile

Ziel der Bemessungsansätze ist es, statische Ersatzlasten durch leicht anwendbare Gleichungen zu erhalten. International wurden hierbei verschiedene Wege gewählt.

#### 3.5.1.1 Eurocode 8 – ÖNORM EN 1998-1

Für nichttragenden Bauteile wird nach dem Eurocode 8 (2013) für die seismische Bemessungssituation folgende Bemessungsformel angeboten:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (3.15)$$

- mit  $W_a$  = Gewicht des nichttragenden Bauteiles  
 $F_a$  = die horizontale Ersatzlast, die im Massenmittelpunkt des Sekundärbauteiles in ungünstigster Richtung wirkt  
 $S_a$  = Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauteile  
 $\gamma_a$  = Bedeutungsbeiwert des nichttragenden Bauteils, tabelliert zwischen 1,0 und 1,5  
 $q_a$  = Verhaltensbeiwert, tabelliert zwischen 1,0 und 2,0

Der Beiwert  $S_a$  wird mit der folgenden Gleichung berechnet:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \alpha \cdot S \quad (3.16)$$

- mit  $\alpha = a_g/g =$  Verhältnis der Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A zur Erdbeschleunigung  
 $T_a =$  Grundperiode der Sekundärstruktur  
 $T_1 =$  Grundperiode des Tragwerks  
 $z =$  Höhe des Sekundärtragwerkes  
 $H =$  Gesamthöhe des Bauwerkes  
 $S =$  Bodenparameter

Die Gleichung (3.16) für die Berechnung des Erdbebenbeiwertes  $S_a$  stellt eine Stockwerksbeschleunigungsfunktion dar, die mit zunehmender Bauwerkshöhe eine größere Antwort widerspiegelt und den auf die vorliegenden Untergrundverhältnisse angepassten Bemessungswert der Bodenbeschleunigung berücksichtigt. Das heißt, je höher die zu bemessende Komponente sich im Bauwerk befindet, je stärker wird ihre seismische Antwort anhand dieser Bemessungsformel sein. In die Berechnung der anzusetzenden Bemessungskraft gehen somit auch das Gewicht des nichttragenden Bauteils  $W_a$  ein, das nichtlineare Verhalten, das mit dem pauschalen Beiwert  $q_a$  mitberücksichtigt wird, sowie seine Bedeutung, welche durch den Beiwert  $\gamma_a$  in die Bemessung mit hineinfließt. Das Verhältnis der Grundperioden  $\frac{T_a}{T_1}$  stellt einen dynamischen Vergrößerungsfaktor wieder [7].

Für die Bemessung von nichttragenden Bauteilen besonderer Bedeutung (Schulen, Krankenhäuser u. dgl.) muss die Bemessung nach ÖNORM EN 1998-1 4.3.5.1(2) auf Grundlage von Stockwerksantwortspektren erfolgen.

### 3.5.1.2 DIN 4149 (2005)

Die DIN 4149 (2005) folgt bei der Bemessungsformel für nichttragende Bauteile grundsätzlich den Bemessungsansatz aus dem Eurocode 8. Die Formulierung  $S_a \cdot m_a$  wird statt  $S_a \cdot W_a$  gewählt und  $a_g \cdot \gamma_1$  statt  $\alpha$  [17].

$$F_a = \frac{S_a \cdot m_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (3.17)$$

- mit  $m_a =$  Gewicht des nichttragenden Bauteiles  
 $F_a =$  die horizontale Ersatzlast, die im Massenmittelpunkt des Sekundärbauteiles in ungünstigster Richtung wirkt  
 $S_a =$  Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauteile  
 $\gamma_a =$  Bedeutungsbeiwert des nichttragenden Bauteils, tabelliert zwischen 1,0 und 1,5  
 $q_a =$  Verhaltensbeiwert, tabelliert zwischen 1,0 und 2,0

Der Beiwert  $S_a$  wird mit der folgenden Gleichung berechnet:

$$S_a = a_g \cdot S \cdot \gamma_1 \left[ \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \alpha \cdot S \quad (3.18)$$

- mit  $a_g$  = Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A  
 $T_a$  = Grundperiode der Sekundärstruktur  
 $T_1$  = Grundperiode des Tragwerks  
 $z$  = Höhe des Sekundärtragwerkes  
 $H$  = Gesamthöhe des Bauwerkes

### 3.5.1.3 ASCE 2010

Die amerikanische Norm ASCE 2010 stützt sich auf die Herangehensweise aus den NEHRP-Empfehlungen [30], FEMA 450. Hier wird ein über die Bauwerkshöhe linearer Ansatz der Beschleunigungen angewendet [19]. Im amerikanischen Bemessungsansatz wird der Einfluss höherer Eigenschwingungsformen auf die Gesamtantwort des nichttragenden Sekundärstruktur berücksichtigt [19]. Nach der ASCE 2010 wird folgender analytischer Bemessungsansatz vorgeschlagen:

$$F_p = \frac{0,4 \cdot S_{DS} \cdot a_p \cdot W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H}\right) \quad (3.19)$$

Die Bemessungsgrenzwerte des Bemessungsansatzes werden wie folgt angegeben:

$$0,3 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \leq F_p \leq 1,6 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \quad (3.20)$$

- mit  $W_p$  = Gewicht des nichttragenden Bauteiles  
 $S_{DS}$  = Maximalwert des elastischen Antwortspektrums bei 5% Dämpfung in [g]  
 $I_p$  = Bedeutungsbeiwert des nichttragenden Bauteils, tabelliert zwischen 1,0 und 1,5  
 $R_p$  = Verhaltensbeiwert des nichttragenden Bauteils, tabelliert zwischen 1,0 und 5,0  
 $a_p$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor

Für besonders weiche Konstruktionen ermöglichen die NERHRP-Empfehlungen eine Abminderung der Bemessungskraft, welche in die ASCE 2010 keine Gültigkeit findet [7], [19]. Ein alternativer Bemessungsansatz für nichttragende Bauteile zur Berücksichtigung von Torsionsschwingungen wird im Gegensatz zum Eurocode 8 auch angeführt und wie folgt angeführt:

$$F_p = a_i \cdot W_p \cdot \frac{a_p \cdot A_x}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \quad (3.21)$$

Folgende Grenzwerte wurden festgelegt:

$$0,3 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \leq F_p \leq 1,6 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \quad (3.22)$$

mit  $A_x$  = Torsionsfaktor  
 $a_i$  = durch Spektralanalyse ermittelte Stockwerksbeschleunigung

Mögliche Torsionseffekte können in der ASCE mit dem Faktor  $A_x$  (bis maximal 3,0) berücksichtigt werden [7].

#### 3.5.1.4 UBC 1997

Seit dem Jahr 2000 wurde der UBC durch den IBC ersetzt. Der IBC verweist bei der erdbebensicheren Auslegung von Bauwerken auf den ASCE, der wiederum auf die NEHRP Empfehlungen zurückgreift. Dennoch wird ein Überblick über die Bemessungsansätze des UBC 1997 gegeben. Der Uniform Building Code 1997 gibt für eine überschlägige Bemessung die folgende Gleichung an [30], [7]:

$$F_p = 4,0 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p \quad (3.23)$$

Und für einen wirtschaftlicheren Ansatz empfiehlt der UBC 1997 die nachfolgende Gleichung [7]:

$$F_p = \frac{a_p \cdot C_a \cdot W_p \cdot I_p}{R_p} \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{h_x}{h_r}\right) \quad (3.24)$$

Folgende Grenzwerte wurden hierbei festgelegt:

$$0,7 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p \leq F_p \leq 4,0 \cdot C_a \cdot I_p \cdot W_p \quad (3.25)$$

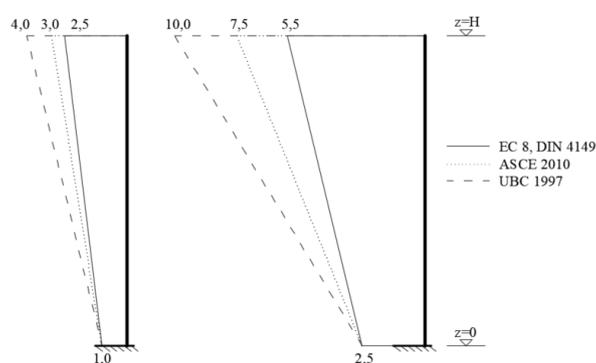
mit  $a_p$  = dynamischer Vergrößerungsfaktor  
 $C_a$  = Bodenbeschleunigung in [g]  
 $W_p$  = Gewicht des nichttragenden Bauteils  
 $I_p$  = Bedeutungsbeiwert des nichttragenden Bauteils  
 $R_p$  = Verhaltensbeiwert des nichttragenden Bauteils

### 3.5.1.5 Vertikale Bemessung nichttragender Bauteile

Im Allgemeinen können nichttragende Bauteile auch einer vertikalen Erdbebenbemessung unterzogen werden. Hier werden wie bei der horizontalen Bemessung unterschiedliche Ansätze der Normenwerke verfolgt. Der Eurocode 8, die DIN 4149 oder der UBC 97 sieht keinen Bedarf in der Untersuchung der vertikalen Erdbebeneinwirkung von nichttragenden Bauteilen vor. Nur der ASCE 2010 gibt Bemessungsansätze an. Da die vertikale Bemessung der Sekundärstrukturen in der Regel eine untergeordnete Bemessung darstellt, wird auf diese in dieser Arbeit nicht weiter eingegangen [7].

### 3.5.2 Zusammenfassung

Die internationalen Normenwerke verwenden für die Erdbebenbemessung nichttragender Bauteile einfache, jedoch unterschiedliche Bemessungsansätze. Wie gezeigt wurde, sind die vorgeschlagenen Bemessungsansätze normenübergreifend nicht einheitlich. Die unterschiedlichen Bemessungsansätze basieren jedoch alle auf der Annäherung der zunehmenden Belastung auf die erste Eigenform der Bauwerke und zeigen eine lineare zunehmende Belastung mit zunehmender Bauwerkshöhe (siehe Abbildung 3.9). Die Normenwerke unterscheiden sich stark bei der Festlegung der Korrekturbeiwerte, aus denen unterschiedliche Grenzwerte für die in den Stockwerken situierten nichttragenden Bauteile resultieren. In der Abbildung 3.9 sind schematisch die möglichen Vergrößerungsstärken der betrachteten Normenwerke dargestellt.



**Abb. 3.9:** Die Veranschaulichung der Antwortverstärkung der unterschiedlichen Bemessungsansätze: starres System (links) und im Resonanzbereich (rechts) nach [7]

Die vorgeschlagenen Bemessungsformeln sind vor allem für sehr weiche Tragwerke eher nicht geeignet, wie es der Stahlrahmenbau darstellen würde. Sie führen dabei zu einer sehr konservativen Auslegung der Sicherungsmaßnahmen, was die Wirtschaftlichkeit in der konstruktiven Bemessung nichttragender Bauteile in Frage stellt. Generell stellen die vorgeschlagenen Bemessungsansätze sehr konservative Bemessungen dar. Bemessungsansätze mit einer realitätsnäheren Beschreibung des Schwingungsverhaltens von Tragwerken, wie die Ermittlung von einzelnen Stockwerksantwortspektren, wären zur Bemessung von Sekundärkomponenten zweckmäßiger, welche jedoch in der Praxis einen unzumutbaren wirtschaftlichen Mehraufwand bedeuten würde.

Bemerkenswert ist auch, dass nur die ASCE 2010 eine Torsionswirkung in ihren Bemessungsansätzen der nichttragenden Bauteilen berücksichtigt. Im EC 8 liegt insbesondere in diesem Bereich noch Nachholbedarf, um auch alle wesentlichen Erdbeben relevanten Aspekte normativ abgedeckt zu haben [7].

# Kapitel 4

## Systembetrachtung – Fallbeispiele

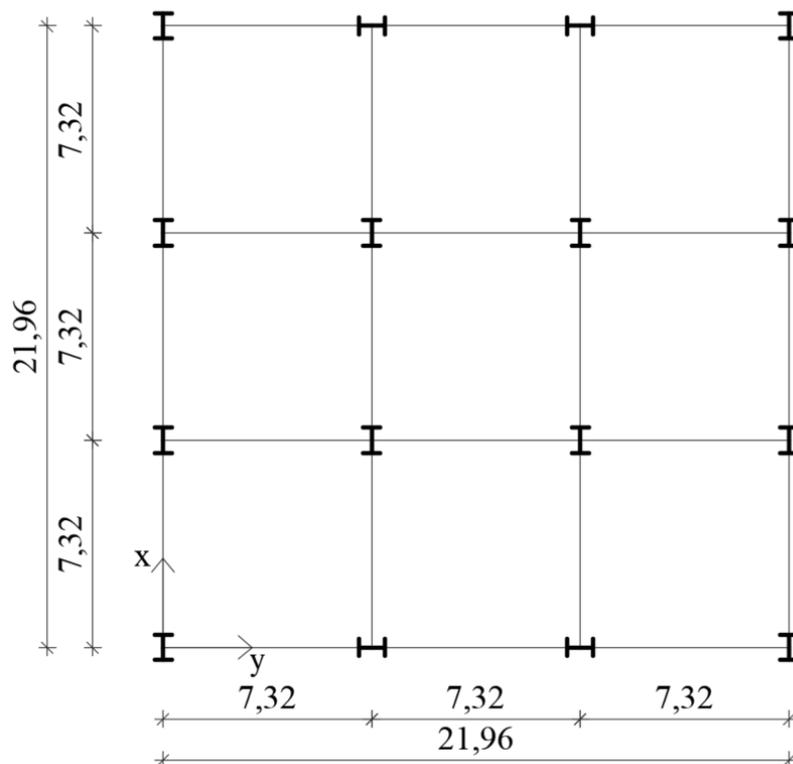
Beispielhaft soll das Schwingungsverhalten von Tragwerken unter seismischer Anregung mit Hilfe von numerischen Modellen betrachtet und analysiert werden. Primär wird der Einfluss der Torsionswirkung auf die Tragwerksbeschleunigungsantworten untersucht. Die baodynamische Untersuchung erfolgt mit der Gegenüberstellung einer regelmäßigen zu einer unregelmäßigen Massenverteilung. Um eine gute sowie realitätsnahe Systembetrachtung generieren zu können, wird das Konzept von gängigen Industrieanlagen betrachtet, die die Form und Eigenschaft typischer Anlagen wiedergeben. Im Industrieanlagenbau treten vorrangig regelmäßige Steifigkeitsverteilungen des Tragwerkes bei oft sehr unregelmäßigen Massenverteilung auf. Diesem Umstand geschuldet, stellen Industrieanlagen einen aussagekräftigen Untersuchungsrahmen dar, um zu zeigen, welche Wirkung eine unregelmäßige Massenverteilung auf die beschleunigungssensitiven und massenintensiven nichttragenden Bauteile haben kann.

In dieser Arbeit wird eine 4-stöckige, eine 8-stöckige, eine 12-stöckige und eine 16-stöckige Industrieanlage betrachtet, die in beide Hauptrichtungen, x- und y-Richtung, eine dreifeldrige Stahlrahmenindustrieanlage darstellt. Die betrachteten Tragwerkssysteme folgen dem Konzept nach [5]. Die primäre Funktion eines solchen Tragwerkes dient der Erhaltung des reibungslosen industriellen Fertigungsprozesses der Anlage. Die Standsicherheit sowie die sichere Lastabtragung, resultierend aus dem Eigengewicht der Haupttragkonstruktion und der Anlagentechnik, muss gegeben sein. Im Untersuchungsrahmen wird das Augenmerk jedoch nicht auf die Standsicherheit des Primärtragwerkes, sondern auf die möglichen Schwingungsantworten des Tragwerkes, die insbesondere einen wesentlichen Einfluss auf die erdbebengerechte Bemessung der nichttragenden Bauteile haben, gelegt. Im Rahmen dieser Studie besteht das Bestreben zu zeigen, welchen bedeutenden Einfluss eine unregelmäßige Massenverteilung auf die Schwingungsantwort des Tragwerkes hat und welchen Einfluss dieses Verhalten auf die Bemessung von nichttragenden Bauteilen besitzt.

### 4.1 Geometrieerfassung

Die Erdbebenanalysen erfolgen an einer fiktiven bestehenden Beispielindustrieanlage, die dem Konzept aus [5] folgt und die den nachfolgenden Abbildungen dargestellt sind. Es handelt sich hierbei um eine realitätsnahe Idealisierung typischer bestehender Industrieanlagen.

Die Abbildung 4.1 zeigt den Grundriss der zu analysierenden Modelle. Alle vier betrachteten Modelle weisen die selbe Grundrissform auf, bestehend aus einer quadratischen Form mit der Seitenlänge von jeweils 21,96 m und einem Stützenraster von 7,32 m. Die Wahl der Dimensionen der Stützenprofile ist geschößweise lastengerecht angepasst gewählt und entsprechend der Publikation [5] nachmodelliert.



**Abb. 4.1:** Die Grundrissausbildung der betrachteten Modelle nach [5]

Um das Tragwerksverhalten besser und aussagekräftiger beschreiben und analysieren zu können, werden vier Modelle mit unterschiedlichen Modellhöhen im Aufriss herangezogen. Die Abbildung 4.2 zeigt die vier Modelle im Aufriss. Die zu untersuchenden Modelle weisen Höhen von 16,47 m, 31,11 m, 45,75 m und 60,39 m auf. Es handelt sich hierbei um eine 4-stöckige (Abbildung 4.2. a)), eine 8-stöckige (Abbildung 4.2. b)), eine 12-stöckige (Abbildung 4.2. c)) und eine 16-stöckige Modellindustrieanlage (Abbildung 4.2. d)). Das erste Geschoss weist jeweils eine Höhe von 5,49 m und jedes weitere Stockwerk eine Höhe von 3,66 m auf. Die Anordnung der horizontalen tragenden und aussteifenden Tragelemente liegen im Raster stets übereinander und im rechten Winkel zu den querliegenden tragenden Elementen. Da es sich in dieser Studie um eine seismische baodynamische Analyse handelt, erfolgt die Aussteifung der Systeme über die Rahmentragwirkung der biegesteifen Konstruktionsausführung der Stiele und Riegel. Die Wahl der Dimensionen der horizontalen Profile ist geschößweise erdbebengerecht angepasst gewählt und die Modelle sind entsprechend der Publikation aus [5] nach modelliert.



## 4.2 Eingangsdaten

Industrieanlagen besitzen eine hohe Wertzusammenkunft und deshalb muss die konstruktive Ausbildung des Tragwerkes aus einem sehr widerstandsfähigen Material ausgeführt werden. Zur Realisierung der Primärtragwerke von Industrieanlagen wird in den meisten Fällen das Material Stahl verwendet. Um ein repräsentatives Modell zu generieren, wird Stahl mit der Stahlsorte S355, laut EN 10025-2 (2005), als Materialwahl in der Anlagenmodellierung verwendet [20].

### 4.2.1 Materialparameter

Die folgenden Materialeigenschaften wurden in der Modellierung angewendet:

Streckgrenze:	$f_y$	=	355	N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit:	$f_u$	=	510	N/mm <sup>2</sup>
Poissonsche Zahl:	$\nu$	=	0,30	
Elastizitätsmodul:	$E$	=	210 000	N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul:	$G$	=	81 000	N/mm <sup>2</sup>
Dichte:	$\rho$	=	7850	kg/m <sup>3</sup>

### 4.2.2 Massenaufstellung

Die Massenverteilung stellt einen bedeutenden Aspekt in einer baodynamischen Studie dar. Gewählte Massen können das Tragwerksverhalten in der baodynamischen Betrachtung je nach der Situierung oder Massenausdehnung im Auf- und Grundriss unterschiedlich stark beeinflussen. Um auch ein aussagekräftiges repräsentatives Modell zu generieren, ist eine aussagekräftige Massenverteilung von großer Relevanz. Dem gerecht zu werden, wird in dieser Arbeit die Betrachtung eines einzelnen nichttragenden Bauteils nicht angestrebt, wie es in vielen anderen Studien häufig der Fall ist, sondern es soll vielmehr eine Verallgemeinerung der möglichen Massenverteilungen im Bezug auf mögliche Lastfallkombinationen, wie es in der herkömmlichen Bauwerksbemessung der Fall ist, dargestellt werden.

Um die Torsionswirkung zufolge unregelmäßiger Massenverteilungen auf die Beschleunigungsantwort mit einem einfachen und aussagekräftigen Modell wiederzugeben, wird ein Siloanlagenmodell gewählt. Mit Annahme einer Silobelastung kann unter aussagekräftigen Lastfallkombinationen eine einfache aber repräsentative Modellbetrachtung geführt werden.

Im nachfolgenden wird die Massenzusammenstellung für die betrachteten Modelle aufgestellt. Die verwendeten Silomassen entsprechen den Annahmen aus dem Siloberechnungsbeispiel aus [6]. Als Füllgut der Silos wurde Getreide mit einer Wichte von 9,00 kN/m<sup>3</sup>, was dem Konzept aus [6] folgt, angenommen.

Silokenndaten:

Durchmesser:	$d = 5,00$	m
Durchschnittliche Blechstärke:	$t = 8,00$	mm
Querschnittsfläche:	$A = 19,63$	m <sup>2</sup>
Querschnittsumfang:	$U = 15,70$	m
Etagenhöhe:	$h_{3,66} = 3,66$	m

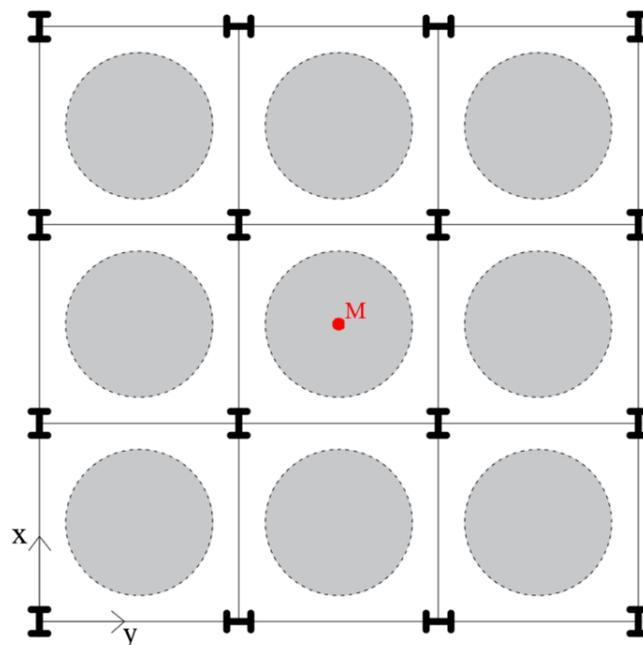
Lastaufstellung:

Silofüllungslast pro Etage:	$F_{\text{Füllgut}} = \gamma_{\text{Füllgut}} \cdot A \cdot h_{3,66} = 646$	kN
Konstruktionsilolast pro Etage:	$F_{\text{Silo}} = \gamma_{\text{Stahl}} \cdot t \cdot U \cdot h_{3,66} = 36$	kN
Gesamtlast pro Silobehälter/Etage:	$F_{3,66} = 683$	kN

Es wirken somit je Silobehälter pro Stockwerk 683 kN, was aufgerundet 69,6 Tonnen sind. In dieser Arbeiten werden zwei Massenverteilungen (Lastfallkombinationen) im Modell betrachtet. Einmal den Erdbebenfall mit regelmäßiger Silomassenverteilung und einmal mit unregelmäßiger Silomassenverteilung im Grundriss und Aufriss.

#### Lastfallkombination – Regelmäßige Massenverteilung:

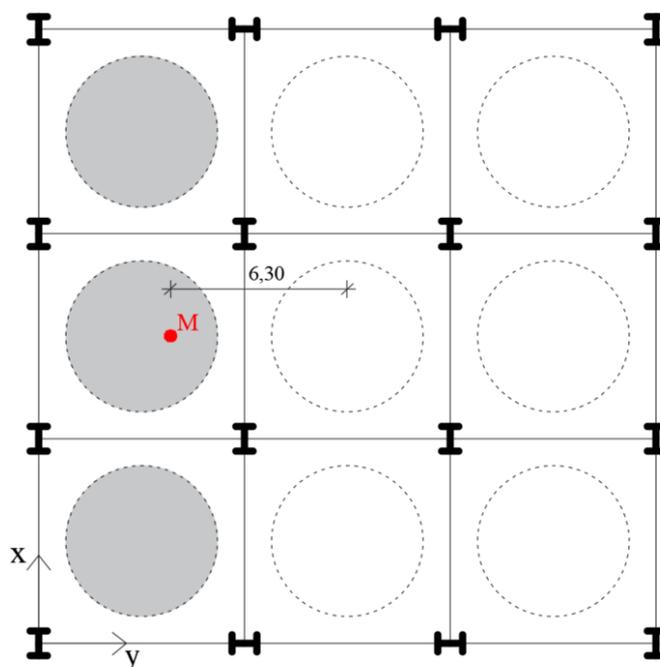
Unter Volllast wird eine stockwerksweise regelmäßige Massenverteilung erzielt (siehe Abbildung 4.3), die eine Gesamtmasse von 626,4 Tonnen pro Stockwerk widerspiegelt.



**Abb. 4.3:** Die schematische Darstellung der regelmäßige Massenverteilung im Grundriss

**Lastfallkombination – Unregelmäßige Massenverteilung:**

Mit einer stockwerksweise unregelmäßigen Massenverteilung wird im Erdbebenfall eine exzentrisch wirkende Beanspruchung erzielt (siehe Abbildung 4.4). Die Gesamtmasse liegt bei 231 Tonnen pro Stockwerk und es ergibt sich eine resultierende Massenezentrizität der Punktmasse  $M$  (rot) von 6,30 m.



**Abb. 4.4:** Die schematische Darstellung der unregelmäßigen Massenverteilung im Grundriss

In der nachfolgenden Abbildung 4.5 sind die Massenverteilungen der Industrieanlagen aufgezeigt und die resultierenden Stockwerkspunktmassen rot gekennzeichnet. Die grau hinterlegten Felder stellen den Fall des befüllten Silos dar. Die Abbildungen zeigen jeweils die zwei Lastkombinationen.

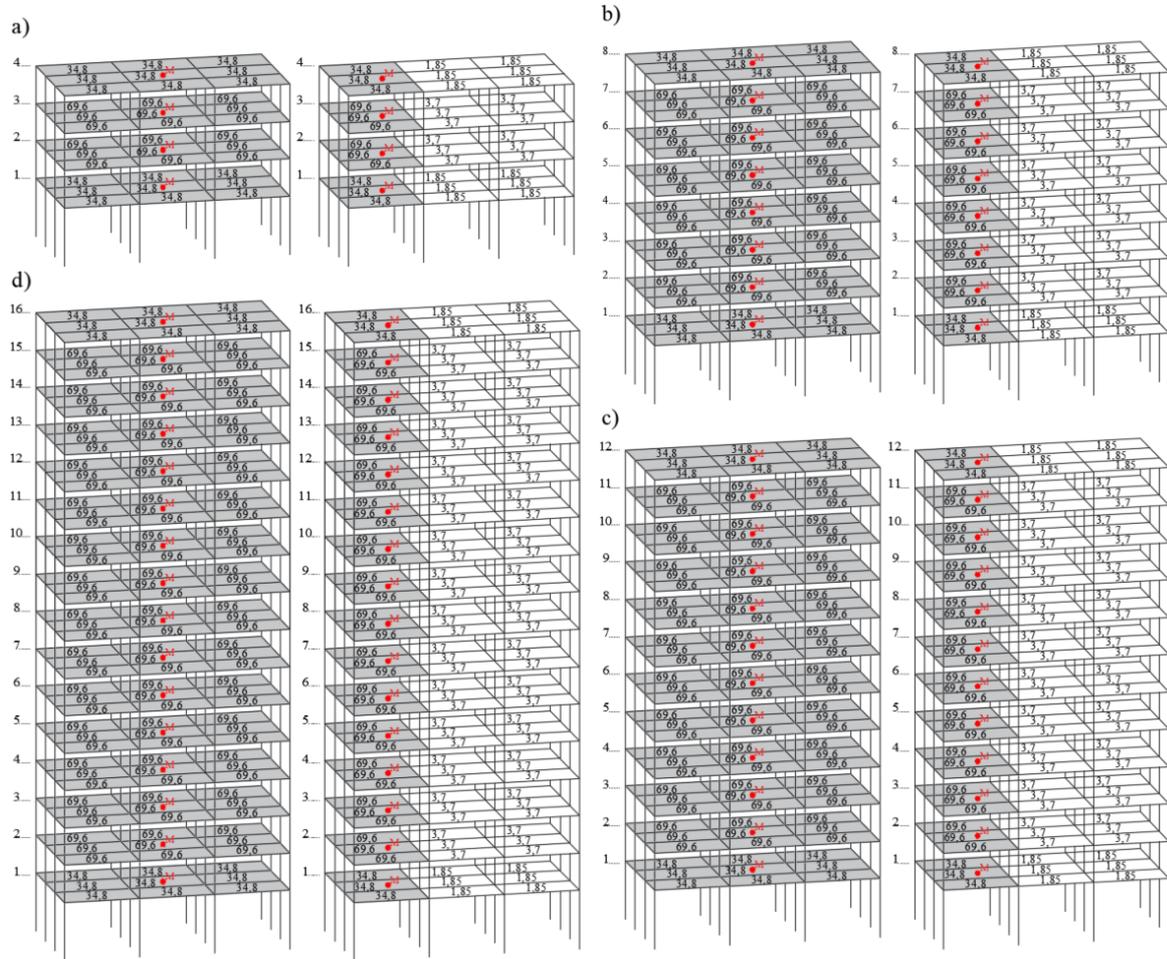


Abb. 4.5: Die schematische Darstellung der Massenverteilung der 4 Untersuchungsmodelle, jeweils mit regelmäßiger und unregelmäßiger Massenverteilung: a) 4-stöckiges Modell b) 8-stöckiges Modell c) 12-stöckiges Modell d) 16-stöckiges Modell

### 4.2.3 Lastfall – Erdbeben

Diese Arbeit beschäftigt sich mit den Stockwerksbeschleunigungsantworten auf seismische Einwirkungen. Um brauchbare Ergebnisse generieren zu können, werden die aufgezeichneten Erdbebenakzelerogramme von 9 Erdbeben betrachtet. Die Aufzählung der in dieser Studie berücksichtigten Erdbeben sind in der nachfolgenden Tabelle aufgelistet [2], [16].

Erdbeben	Ort	Jahr	Magnitude- $M_s$	Frequenzbereich [Hz]
Chi-Chi	Taiwan	1999	7,6	0,02-50
Friaul	Italien	1976	6,5	0,10-30
Hollister	USA	1961	5,6	0,11-11
Imperial Valley	USA	1979	6,5	0,10-40
Kobe	Japan	1995	6,9	0,10-100
Landers	USA	1992	7,3	0,08-60
Loma Prieta	USA	1989	7,1	0,10-40
Northridge	USA	1994	6,8	0,12-23
Trinidad	USA	1983	3,2	0,15-30

Die gewählten Erdbebenakzelerogramme werden in weiterer Folge mit Hilfe der Software Seismomatch [16] an die in dieser Arbeit vorliegenden Standortgegebenheiten angepasst. Die für diese Studie verwendeten Zeitverläufe wurden mit den Randparametern  $\gamma_1 = 1, 0$ , der Baugrundklasse A, zur Berücksichtigung des Einflusses des Untergrundes und der in Österreich grundsätzlich verwendeten Spektralform vom Typ 1 und mit der Zielbeschleunigung von 0,1 g erzeugt (siehe Abbildung 4.6). Die Baugrundklasse A beschreibt nach Tabelle 2.2 ein stratigraphisches Profil aus Fels oder anderen felsähnlichen geologischen Formationen, mit höchstens 5 m dicken weicheren Material an der Oberfläche, laut [3].

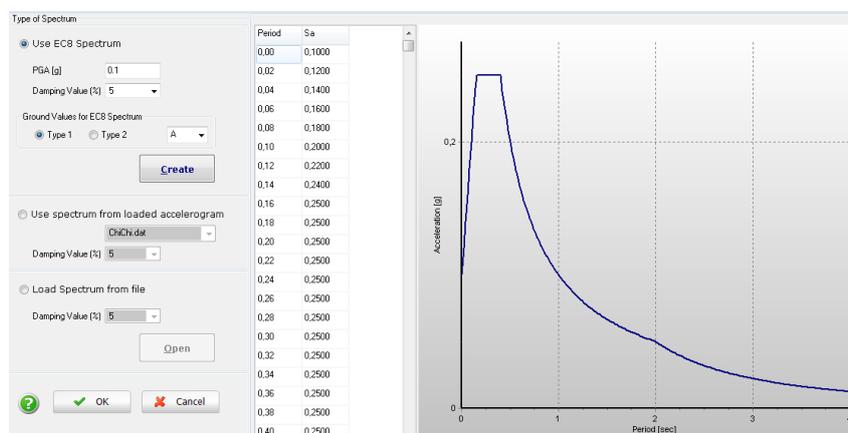


Abb. 4.6: Definition des Zielantwortspektrums nach [16]

Im nächsten Schritt werden die einzelnen aufgenommenen Beschleunigungszeitverläufe der betrachteten Erdbeben softwareunterstützt so angepasst, dass sie dem definierten Zielantwortspektrum entsprechen. In der Abbildung 4.7 sind die tatsächlichen betrachteten Erdbebenbeschleunigungszeitverläufe wiedergegeben und in Abbildung 4.8 sind die erstellten, angepassten Beschleunigungszeitverläufe dargestellt.

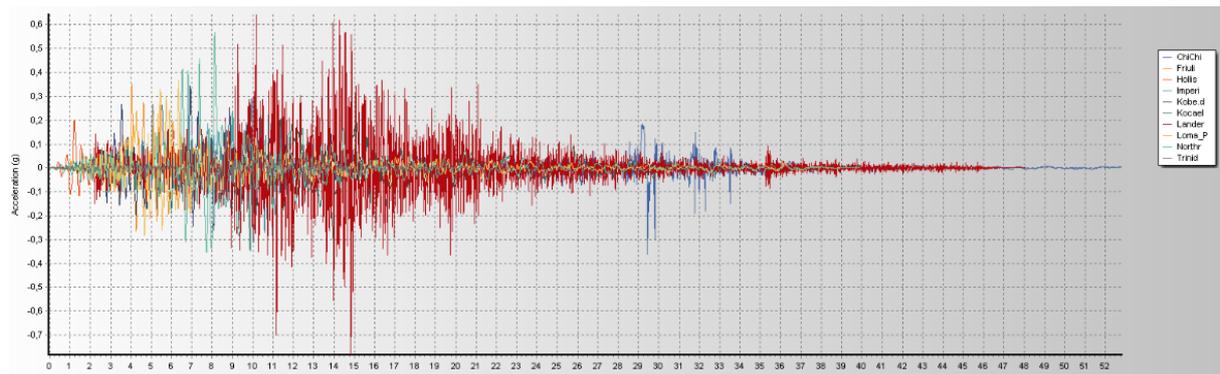


Abb. 4.7: Tatsächlich aufgenommene Erdbebenbeschleunigungszeitverläufe nach [16]

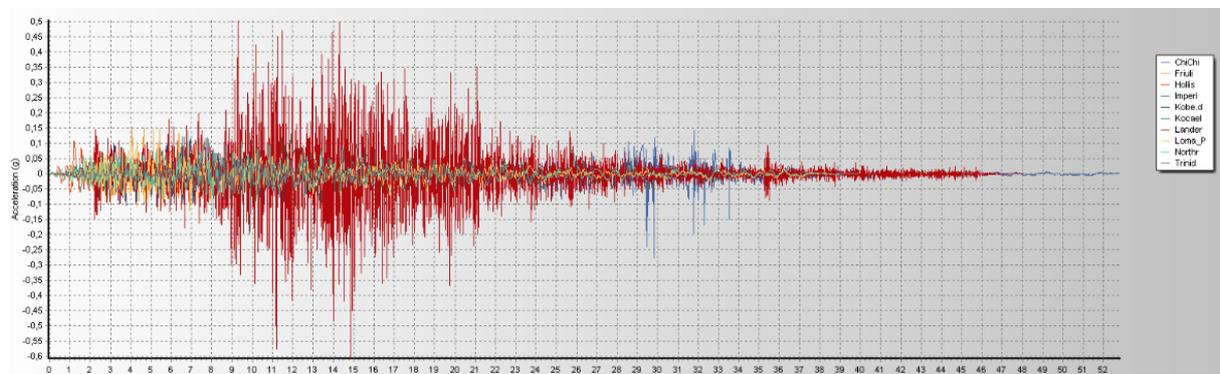


Abb. 4.8: Angepasste Erdbebenbeschleunigungszeitverläufe nach [16]

Die mit der Software Seismomatch aufbereiteten Erdbebenzeitverläufe werden in weiterer Folge zur baulastdynamischen Tragwerksanalyse als Tragwerksanregung implementiert.

### 4.3 Modellbildung

Aufgrund der gesuchten Beschleunigungsverstärkungen von exzentrischen Lasten, wird eine dreidimensionale Modellierung des Rahmentragwerkes betrachtet, die dem Konzept aus [5] folgt. Die Aussteifung des Systems erfolgt über die biegesteife Ausführung der Stahlkonstruktion, sodass keine aussteifenden Scheibenelemente oder Windverbände benötigt werden. Die Tragwerksanalyse wurde in dieser Arbeit mit Hilfe der Software-ANSYS durchgeführt.

Im ersten Schritt der Modellbildung wird eine Modalanalyse der Tragwerksmodelle durchgeführt. Die Modalanalyse erbringt in dieser Arbeit die erforderlichen Parameter, die benötigt werden, um in der weiteren Tragwerksanalyse die notwendigen Struktur- und Werkstoffdämpfungen nicht zu vernachlässigen.

### 4.3.1 Modalanalyse

Die Modalanalyse unserer Tragwerkssysteme stellt einen wesentlichen Bestandteil dar, um eine numerische Charakterisierung des dynamischen Verhaltens der Tragwerke zu erhalten. Mit Hilfe der Modalanalyse können die Eigenfrequenzen, die Eigenformen sowie die modale Dämpfung ermittelt werden. Die modalen Größen bilden die Grundlage zur Beschreibung des Schwingungsverhaltens von Systemen [22]. Die Modalanalyse wurde, wie auch die Modellierung selbst, mit der Software-ANSYS durchgeführt. Die gesuchten Parameter sind das Dämpfungsverhalten der acht untersuchten Systeme, welcher zur Analyse der Systemantworten der einzelnen Erdbebeneinwirkungen, eine realitätsnahe Modellierung ermöglicht. Die generierten Modelle können den Abbildungen von 4.9 bis 4.16 entnommen werden. Es sind jeweils neben dem unverformten Modell die ersten drei Eigenformen der zu untersuchenden Tragwerke dargestellt. Die Ergebnisse der Modalanalyse sind im Nachfolgenden festgehalten.

Um in der weiteren baodynamischen Simulation der Strukturmechanik die Material- und Werkstoffdämpfung nicht zu vernachlässigen, wurden die  $\alpha$ - und  $\beta$ -Koeffizienten der Rayleighdämpfung berücksichtigt. Der wesentliche Vorteil der Berücksichtigung der Rayleighdämpfung ist, dass sie die globale Tragwerksdämpfung, ohne der Verwendung einer benötigten Dämpfungsmatrix  $C$  eines  $N$ -Massenschwingers, beschreiben kann. Jedoch stellt die Rayleighdämpfung eine einfache, jedoch grobe Annäherung der realen Systemdämpfung dar [23]. Die Rayleighkoeffizienten  $\alpha$  und  $\beta$  lassen sich aus den in der Modalanalyse berechneten Frequenzen wie folgt berechnen [23]:

$$\beta = \frac{\xi}{\pi (f_1 + f_2)} \quad (4.1)$$

$$\alpha = 4\pi^2 f_1 f_2 \beta \quad (4.2)$$

## Modalanalyse – 4-stöckiges Modell:

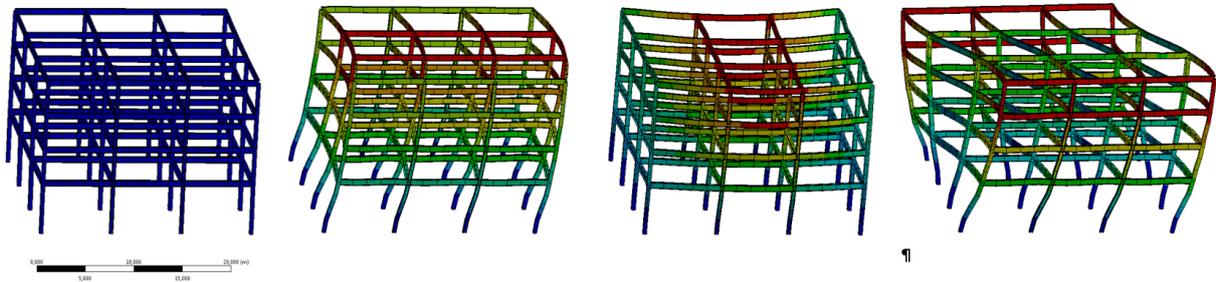


Abb. 4.9: Das 4-stöckige Analysemodell mit regelmäßiger Massenverteilung: (von links nach rechts) unverformtes Modell, 1.Eigenform, 2.Eigenform, 3.Eigenform

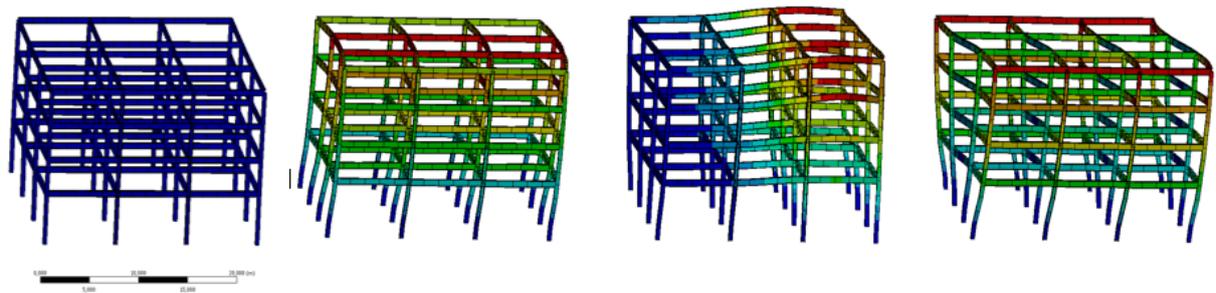


Abb. 4.10: Das 4-stöckiges Analysemodell mit unregelmäßiger Massenverteilung: (von links nach rechts) unverformtes Modell, 1.Eigenform, 2.Eigenform, 3.Eigenform

Regelmäßige  
Massenverteilung:

$$f_1 = 0,729 \text{ [Hz]}$$

$$f_2 = 0,842 \text{ [Hz]}$$

$$f_3 = 0,846 \text{ [Hz]}$$

$$f_4 = 1,011 \text{ [Hz]}$$

$$\alpha = 0,2455 \text{ [-]}$$

$$\beta = 0,0101 \text{ [-]}$$

Unregelmäßige  
Massenverteilung:

$$f_1 = 1,083 \text{ [Hz]}$$

$$f_2 = 1,124 \text{ [Hz]}$$

$$f_3 = 1,324 \text{ [Hz]}$$

$$f_4 = 1,541 \text{ [Hz]}$$

$$\alpha = 0,3463 \text{ [-]}$$

$$\beta = 0,0072 \text{ [-]}$$

## Modalanalyse – 8-stöckiges Modell:

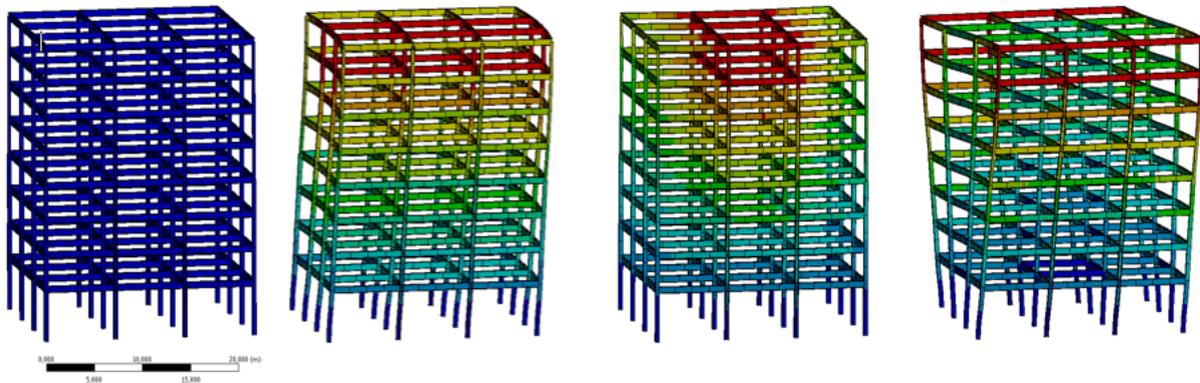


Abb. 4.11: Das 8-stöckige Analysemodell mit regelmäßiger Massenverteilung: (von links nach rechts) unverformtes Modell, 1.Eigenform, 2.Eigenform, 3.Eigenform

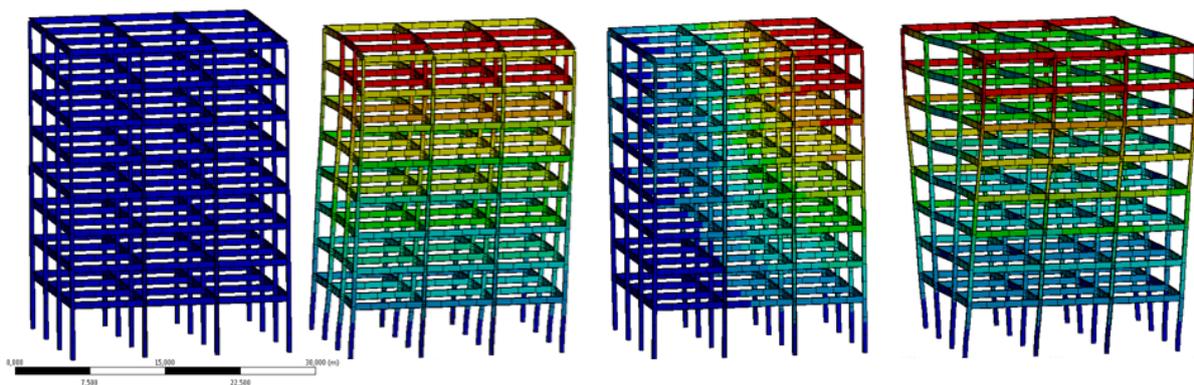


Abb. 4.12: Das 8-stöckige Analysemodell mit unregelmäßiger Massenverteilung: (von links nach rechts) unverformtes Modell, 1.Eigenform, 2.Eigenform, 3.Eigenform

Regelmäßige  
Massenverteilung:

$$\begin{aligned} f_1 &= 0,435 \text{ [Hz]} \\ f_2 &= 0,496 \text{ [Hz]} \\ f_3 &= 0,525 \text{ [Hz]} \\ f_4 &= 0,629 \text{ [Hz]} \\ \alpha &= 0,1456 \text{ [-]} \\ \beta &= 0,0171 \text{ [-]} \end{aligned}$$

Unregelmäßige  
Massenverteilung:

$$\begin{aligned} f_1 &= 0,645 \text{ [Hz]} \\ f_2 &= 0,680 \text{ [Hz]} \\ f_3 &= 0,850 \text{ [Hz]} \\ f_4 &= 1,027 \text{ [Hz]} \\ \alpha &= 0,2079 \text{ [-]} \\ \beta &= 0,0120 \text{ [-]} \end{aligned}$$

## Modalanalyse – 12-stöckiges Modell:

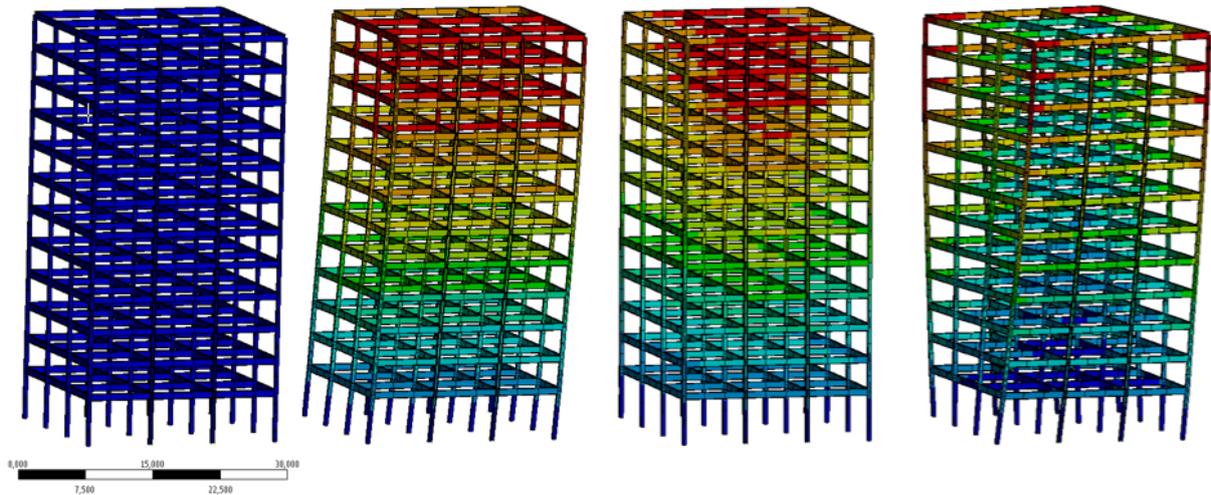


Abb. 4.13: Das 12-stöckige Analysemodell mit regelmäßiger Massenverteilung: (von links nach rechts) unverformtes Modell, 1.Eigenform, 2.Eigenform, 3.Eigenform

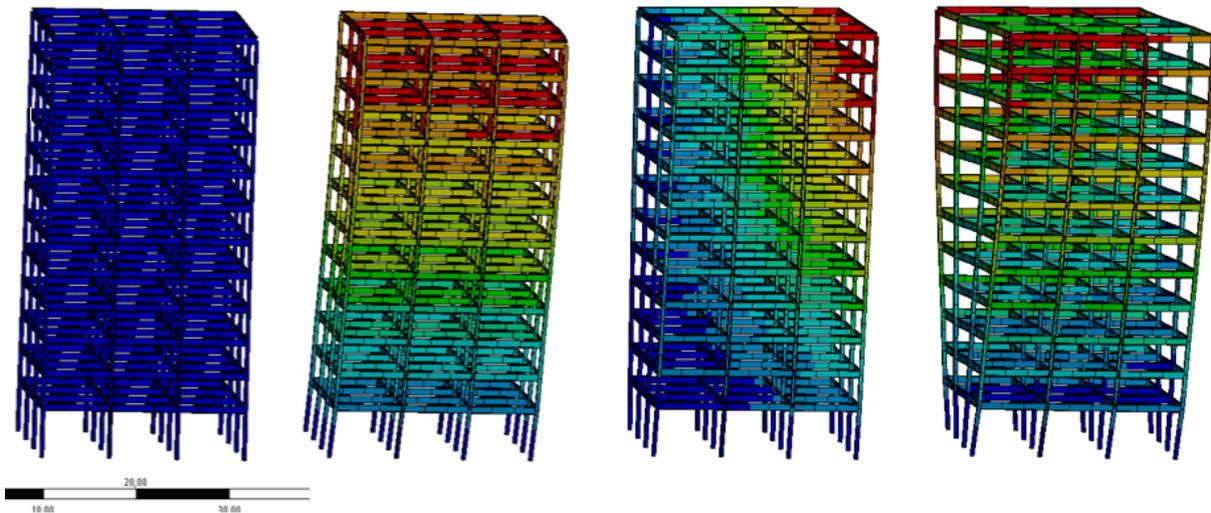


Abb. 4.14: Das 12-stöckige Analysemodell mit unregelmäßiger Massenverteilung: (von links nach rechts) unverformtes Modell, 1.Eigenform, 2.Eigenform, 3.Eigenform

Regelm. Massenverteilung:

$$f_1 = 0,329 \text{ [Hz]}$$

$$f_2 = 0,378 \text{ [Hz]}$$

$$f_3 = 0,409 \text{ [Hz]}$$

$$f_4 = 0,551 \text{ [Hz]}$$

$$\alpha = 0,0,1104 \text{ [-]}$$

$$\beta = 0,0225 \text{ [-]}$$

Unregelm. Massenverteilung:

$$f_1 = 0,493 \text{ [Hz]}$$

$$f_2 = 0,509 \text{ [Hz]}$$

$$f_3 = 0,700 \text{ [Hz]}$$

$$f_4 = 0,974 \text{ [Hz]}$$

$$\alpha = 0,1573 \text{ [-]}$$

$$\beta = 0,0159 \text{ [-]}$$

## Modalanalyse – 16-stöckiges Modell:

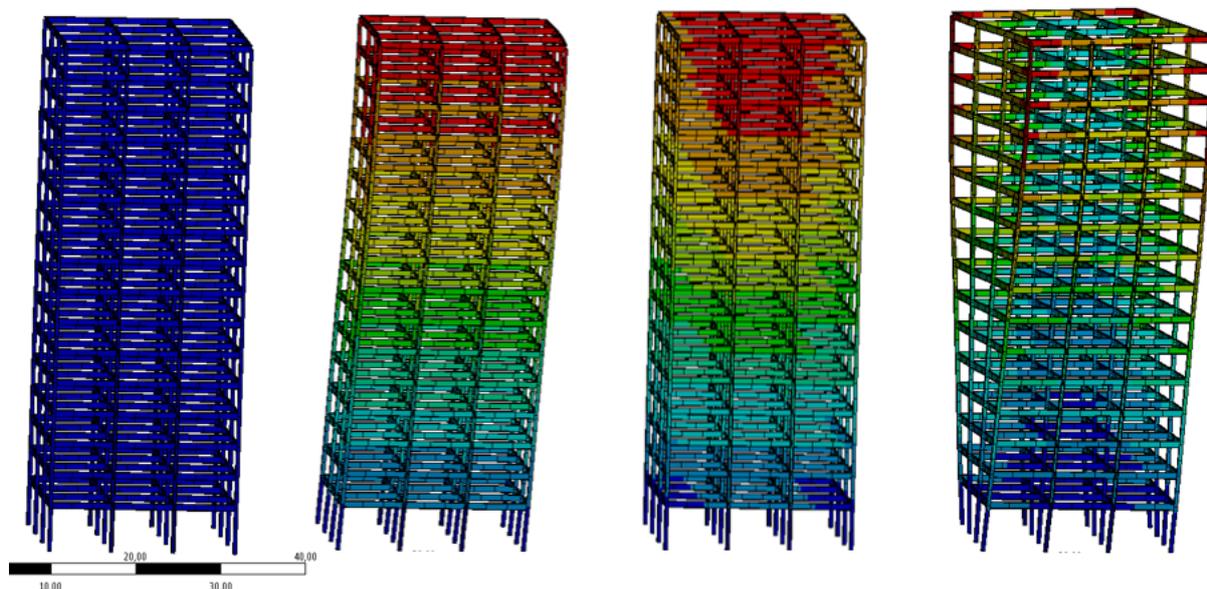


Abb. 4.15: Das 16-stöckige Analysemodell mit regelmäßiger Massenverteilung: (von links nach rechts) unverformtes Modell, 1.Eigenform, 2.Eigenform, 3.Eigenform

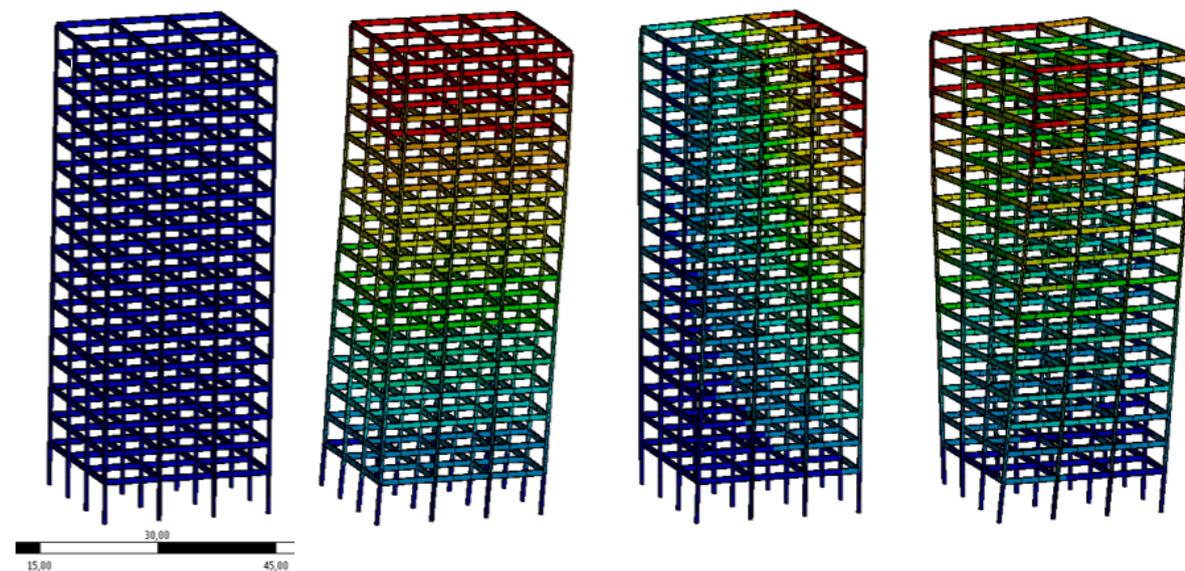


Abb. 4.16: Das 16-stöckige Analysemodell mit unregelm. Massenverteilung: (von links nach rechts) unverformtes Modell, 1.Eigenform, 2.Eigenform, 3.Eigenform

Regelm. Massenverteilung:

$$\begin{aligned} f_1 &= 0,276 \text{ [Hz]} \\ f_2 &= 0,311 \text{ [Hz]} \\ f_3 &= 0,346 \text{ [Hz]} \\ f_4 &= 0,505 \text{ [Hz]} \\ \alpha &= 0,0918 \text{ [-]} \\ \beta &= 0,0271 \text{ [-]} \end{aligned}$$

Unregelm. Massenverteilung:

$$\begin{aligned} f_1 &= 0,407 \text{ [Hz]} \\ f_2 &= 0,430 \text{ [Hz]} \\ f_3 &= 0,615 \text{ [Hz]} \\ f_4 &= 0,902 \text{ [Hz]} \\ \alpha &= 0,1314 \text{ [-]} \\ \beta &= 0,0190 \text{ [-]} \end{aligned}$$

### 4.3.2 Modellanalyse

Wie bei der Modalanalyse wird zur baodynamischen Betrachtung des Untersuchungsrahmens eine numerische Analyse mit Hilfe der Software ANSYS herangezogen. Um brauchbare Auswertungen generieren zu können, werden in diesem Abschnitt die wesentlichsten Modellkonfigurationen und Modellparameter der zur Analyse stehenden Modelle beschrieben [29].

#### Kennndaten:

Die folgenden Materialkennwerte wurden den zu untersuchenden Modellstrukturen zugewiesen.

Streckgrenze:	$f_y =$	355 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit:	$f_u =$	510 N/mm <sup>2</sup>
Poissonsche Zahl:	$\nu =$	0,30
Elastizitätsmodul:	$E =$	210 000 N/mm <sup>2</sup>
Schubmodul:	$G =$	81 000 N/mm <sup>2</sup>
Dichte:	$\rho =$	7850 kg/m <sup>3</sup>
Dämpfungskonstante – $\alpha$ :	$\alpha =$	siehe Modalanalyse
Dämpfungskonstante – $\beta$ :	$\beta =$	siehe Modalanalyse

#### Modellparameter:

Die Modelle für die Systembetrachtung entsprechen der Geometrie aus Kapitel Modellbildung – Geometrieerfassung. In der darauffolgenden Abbildung 4.17 sind die Erstellten Strukturmodelle dargestellt. Die wesentlichsten Modellierungsmodifikationen werden im Folgenden aufgelistet:

1. Konstruktionsausführung:
  - a) Der Anschluss der Stützenfußpunkte spiegelt starre Einspannungen wieder.
  - b) Alle Knotenanschlüsse der Tragwerksprofile erfolgen biegesteif.
  - c) Dreidimensionale Modellierung aller Stahlprofile (Abbildung 4.17).
2. Materialverhalten:
  - a) Die Analyse erfolgt im linear-elastischen Werkstoffverhalten.
  - b) Nichtlinearitäten werden nicht berücksichtigt.
  - c) Das werkstoff- und strukturabhängige Dämpfungsverhalten werden infolge der Berücksichtigung der Rayleighdämpfung über die  $\alpha$ - und  $\beta$ -Koeffizienten wiedergegeben.
  - d) Das physikalische Verhalten der Modelle wird durch die Verwendung von passenden, an die Analysemodelle, (bestehend aus Stahlprofilen, Stahlrahmen,

Stahlstiele) angepassten finiten Elementen (Geometrie und Ansatzfunktionen) realitätsnah wiedergegeben (siehe Abbildung 4.17).

3. Massen:

- a) Das Eigengewicht der Haupttragstruktur wird durch die Zuweisung der Materialdichte ( $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ ) im Modell berücksichtigt.
- b) Die Massen aus der Sekundärstruktur (nichttragende Elemente) werden nach der Abbildung 4.5 im Modell auf die umlaufenden Rahmen gleichmäßig verteilt.

4. Lastfall: Erdbeben

- a) Die Erdbeschleunigung wird im Modell mit  $9,81 \text{ m/s}^2$  angreifend in Z-Richtung angesetzt.
- b) Die Erdbebenanregung erfolgt in den Einspannungen der generierten Modelle und wirkt angreifend in X-Richtung.
- c) Neun Erdbebenzeitverläufe (siehe Lastfall – Erdbeben) werden in den Analysemodellen implementiert und ausgewertet.

5. Ergebnis:

- a) Beschleunigungsantworten aller Stockwerke unter regelmäßiger Massenverteilung.
- b) Beschleunigungsantworten aller Stockwerke unter unregelmäßiger Massenverteilung.

In der nachfolgenden Abbildung 4.17 sind die dreidimensionalen Tragwerksmodelle dargestellt, die für die numerische FE-Berechnung modelliert wurden.

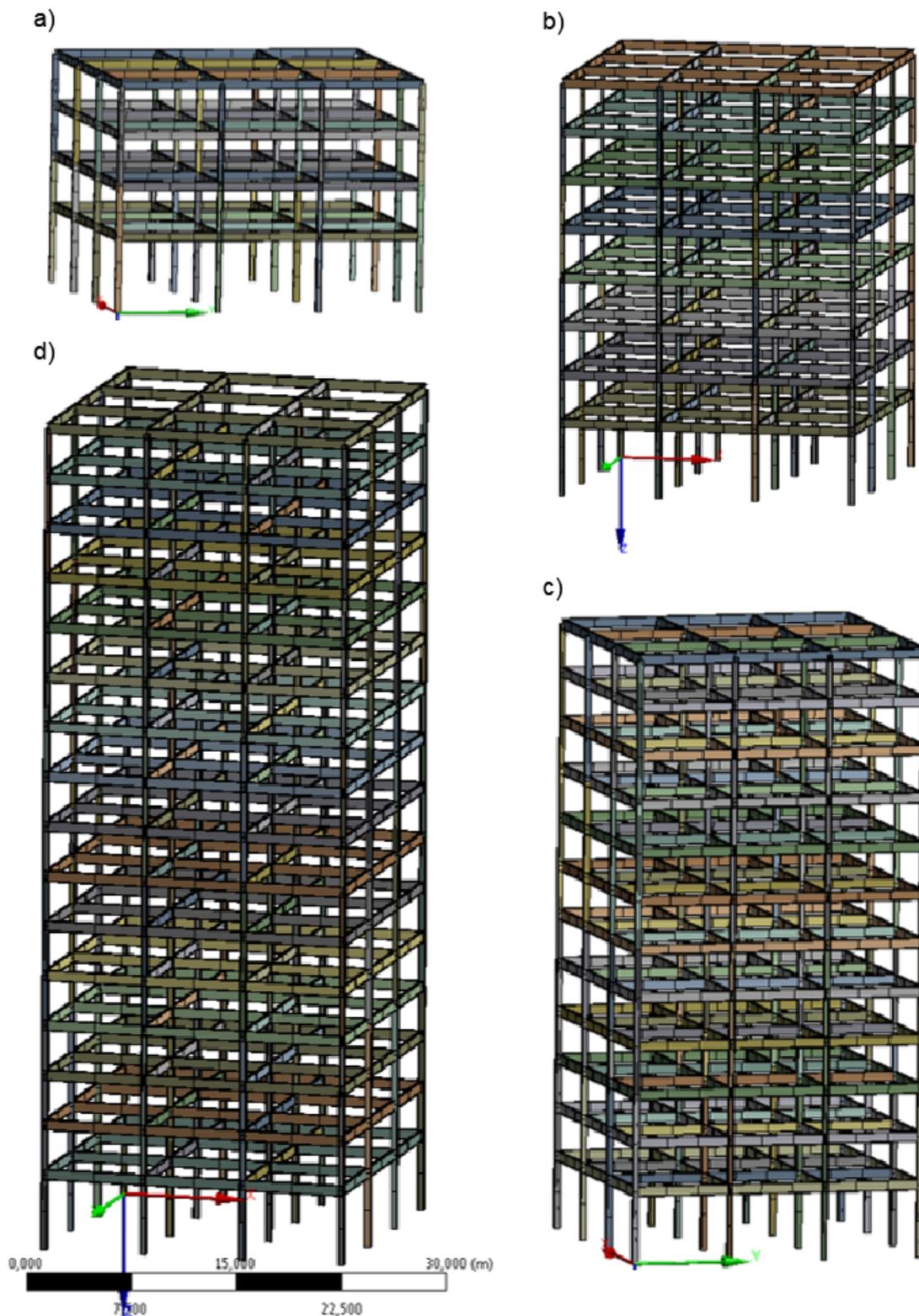


Abb. 4.17: Dreidimensionale ANSYS-Tragwerksmodelle der untersuchten Modelle mit mit 4 Ebenen (a), 8 Ebenen (b), 12 Ebenen (c) und 16 Ebenen (d)

# Kapitel 5

## Simulationsergebnisse

### 5.1 Numerische Berechnung – Zeitverlaufberechnungen

Die numerische FE-Berechnung der maximalen horizontalen Stockwerksbeschleunigungen soll zufolge regelmäßiger sowie unregelmäßiger Massen im Tragwerksmodell erfolgen und somit den Vergleich zu dem Bemessungsansatz nichttragender Bauteile aus dem Eurocode 8 ermöglichen. Die aus der linear-elastischen Analyse resultierenden maximalen Stockwerksbeschleunigungen  $a_{max}$  eines Zeitverlaufes, wurden für alle neun implementierten seismischen Einwirkungen ermittelt. Je Systemkonfiguration wurden neun Zeitverlaufberechnungen mit unterschiedlichen jedoch jeweils mit spektrumkompatiblen Zeitverläufen durchgeführt. In Summe wurden 72 Zeitverlaufberechnungen für 8 Systemkonfigurationen durchgeführt. Die einzelnen Stockwerksbeschleunigungsantworten (in Summe 720 Beschleunigungsantworten) werden benötigt, um den Einfluss unregelmäßiger Massen auf beschleunigungssensitive nichttragende Bauteile aussagekräftig beurteilen zu können und um Grundüberlegungen zur Interpretationen der Bemessungsformeln nichttragender Bauteile tätigen zu können.

Weiters zeigen die Ergebnisse der Simulationsauswertung Streuungen auf und machen es deterministische Aussagen schwer. Im Rahmen der Wahrscheinlichkeitstheorie werden die Analyseergebnisse der Beschleunigungsantworten je Stockwerk auf Normalverteilung geprüft. Für die Prüfung auf Normalverteilung der Werte eignet sich hierbei vor allem der Kolmogorow-Smirnow-Test (K-S-Test). Der K-S-Test ist eine statistische Überprüfung auf Übereinstimmung zweier Wahrscheinlichkeitsverteilungen, beziehungsweise ob Zufallsvariablen einer bestimmten Wahrscheinlichkeitsverteilung folgen [24]. Die Prüfung nach der Normalverteilung ergibt, dass alle maximalen Abweichungen (Teststatistiken) der Analysewerte jedes Stockwerkes kleiner sind als der kritische Wert  $\alpha=0,1$  mit 0,3875 aus [25] und das somit nach dem Kolmogorow-Smirnow-Test eine Normalverteilung der Analysewerte vorliegt.

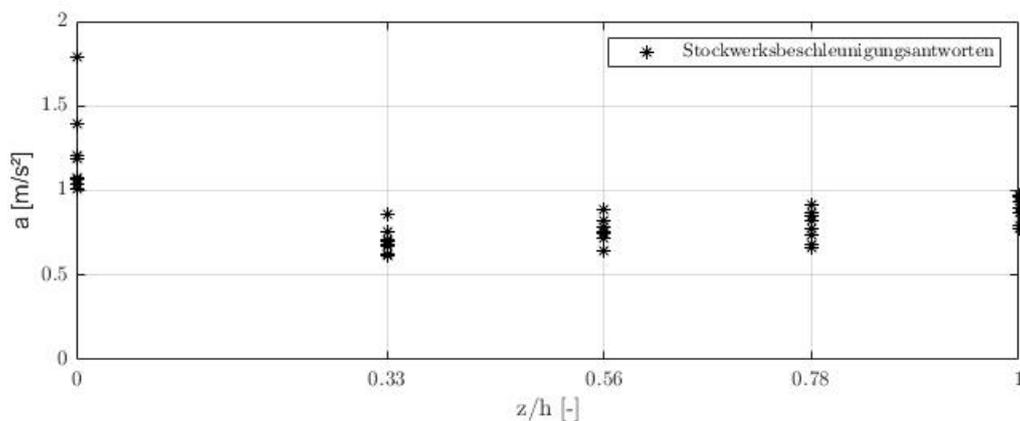
### 5.2 Simulationsauswertung

Die ermittelten Ergebnisse der 72 numerisch im linear-elastischen Anwendungsbereich durchgeführten Zeitverlaufberechnungen, werden im Folgenden über Diagrammdarstellungen aussagekräftig dargestellt. Die Auswertungen der Simulationen werden in den Abbildungen 5.1 bis 5.8 in Bezug auf die ermittelte absolute horizontale Stockbeschleunigungsantwort  $a$  [ $m/s^2$ ] und die normalisierte Höhe zusammengestellt. Die normalisierte

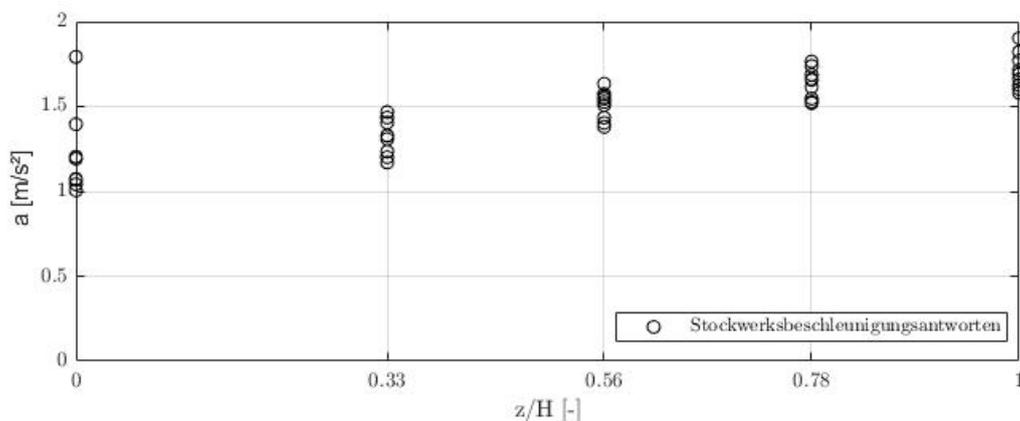
Höhe ergibt sich durch die Division der jeweiligen Stockwerkshöhe  $z$  mit der Gesamtanlagenhöhe  $H$ .

### 5.2.1 Simulationsauswertung – 4-stöckiges Tragwerksmodell

Die Resultate der numerischen FE-Berechnung des 4-stöckigen Tragwerksmodells sind in den Abbildungen 5.1 und 5.2 dargestellt. Die Abbildung 5.1 zeigt die maximalen horizontalen Beschleunigungsantworten der einzelnen Stockwerke unter der symmetrischen Massenverteilung. In der Abbildung 5.2 wird der Einfluss der unsymmetrischen Massenverteilung auf die Antwort der Stockwerksbeschleunigungen gezeigt.



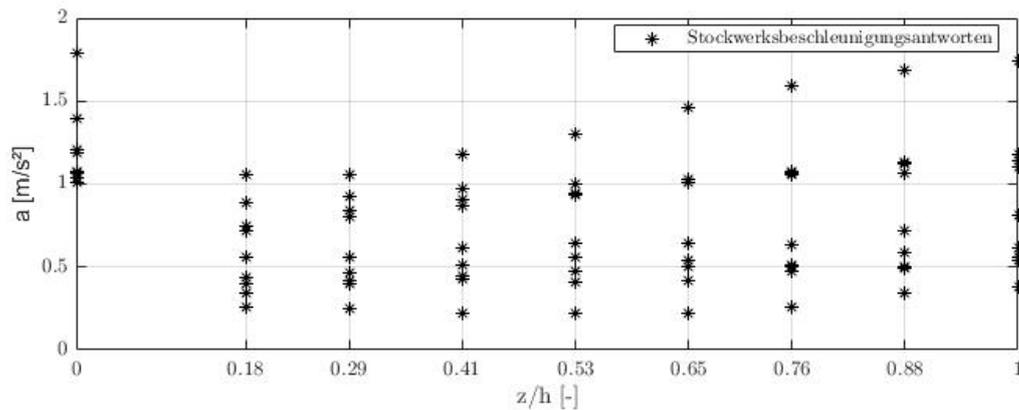
**Abb. 5.1:** Die Stockwerksbeschleunigungsantworten  $a$  [ $\text{m/s}^2$ ] im Bezug zur normalisierte Höhe  $z/H$  aus dem 4-stöckigen Tragwerksmodell unter der regelmäßigen Massenverteilung



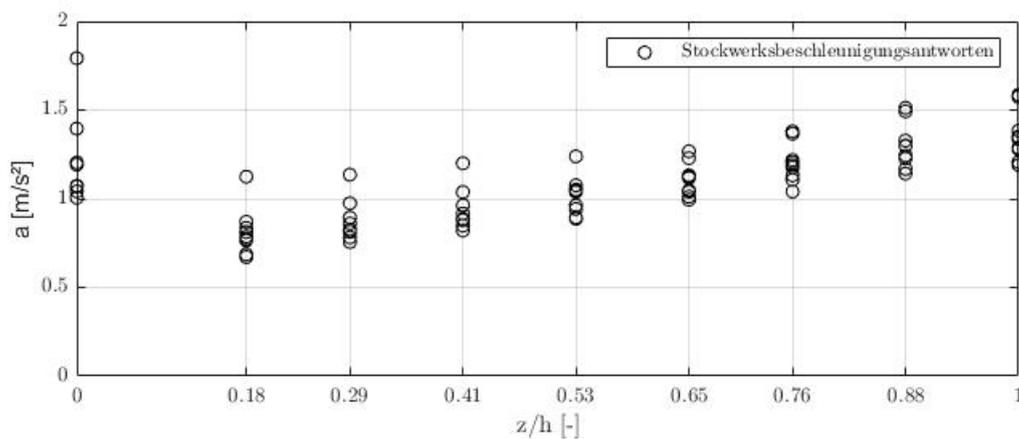
**Abb. 5.2:** Die Stockwerksbeschleunigungsantworten  $a$  [ $\text{m/s}^2$ ] im Bezug zur normalisierte Höhe  $z/H$  aus dem 4-stöckigen Tragwerksmodell unter der unregelmäßigen Massenverteilung

### 5.2.2 Simulationsauswertung – 8-stöckiges Tragwerksmodell

Die Resultate der numerisch FE-Berechnung des 4-stöckigen Tragwerksmodells sind in den Abbildungen 5.3 und 5.4 dargestellt. Die Abbildung 5.3 zeigt die maximalen horizontalen Beschleunigungsantworten der einzelnen Stockwerke unter der symmetrischen Massenverteilung. In der Abbildung 5.4 wird der Einfluss der unsymmetrischen Massenverteilung auf die Antwort der Stockwerksbeschleunigungen gezeigt.



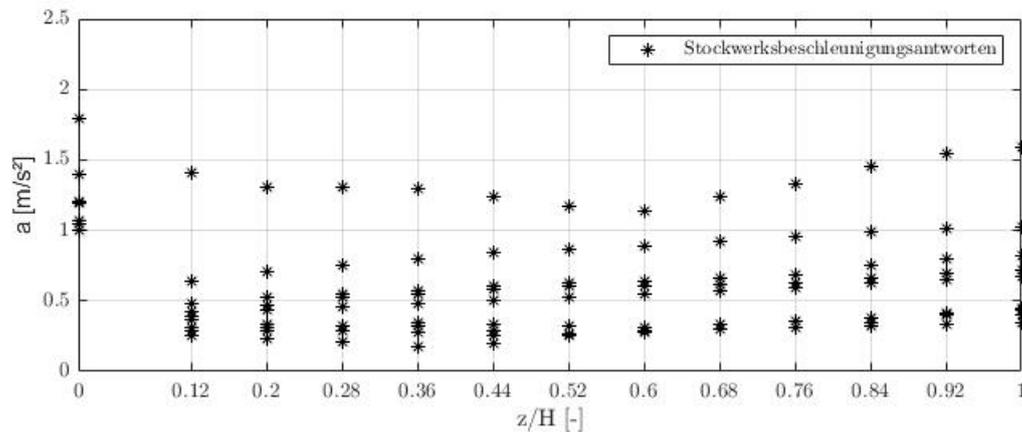
**Abb. 5.3:** Die Stockwerksbeschleunigungsantworten  $a$  [ $\text{m/s}^2$ ] im Bezug zur normalisierte Höhe  $z/H$  aus dem 8-stöckigen Tragwerksmodell unter der regelmäßigen Massenverteilung



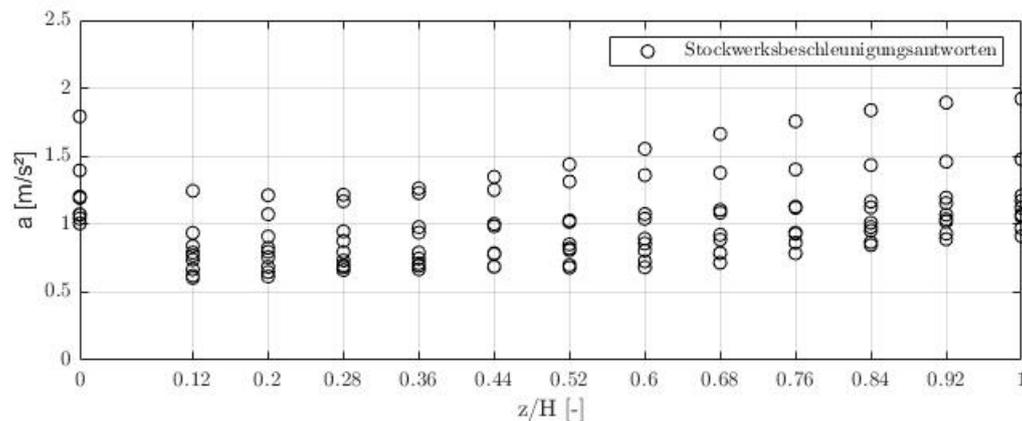
**Abb. 5.4:** Die Stockwerksbeschleunigungsantworten  $a$  [ $\text{m/s}^2$ ] im Bezug zur normalisierte Höhe  $z/H$  aus dem 8-stöckigen Tragwerksmodell unter der unregelmäßigen Massenverteilung

### 5.2.3 Simulationsauswertung – 12-stöckiges Tragwerksmodell

Die Resultate der numerischen FE-Berechnung des 4-stöckigen Tragwerksmodells sind in den Abbildungen 5.5 und 5.6 dargestellt. Die Abbildung 5.5 zeigt die maximalen horizontalen Beschleunigungsantworten der einzelnen Stockwerke unter der symmetrischen Massenverteilung. In der Abbildung 5.6 wird der Einfluss der unsymmetrischen Massenverteilung auf die Antwort der Stockwerksbeschleunigungen gezeigt.



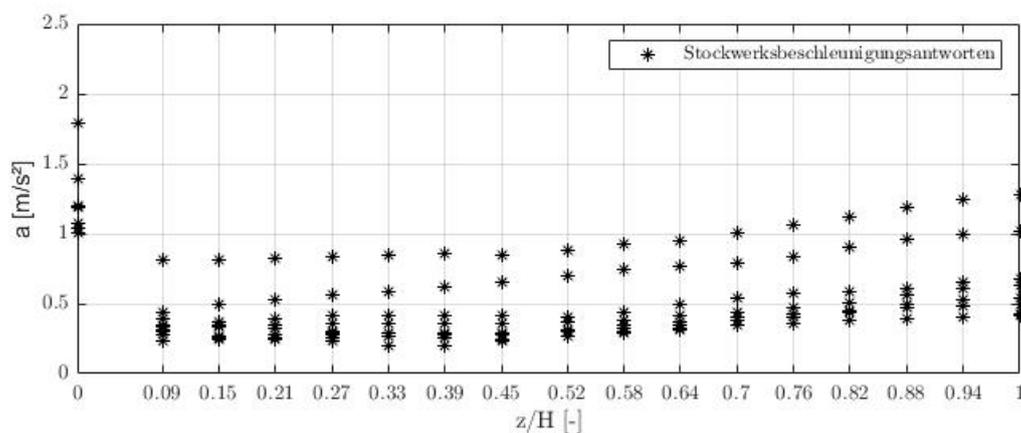
**Abb. 5.5:** Die Stockwerksbeschleunigungsantworten  $a$  [ $\text{m/s}^2$ ] im Bezug zur normalisierte Höhe  $z/H$  aus dem 12-stöckigen Tragwerksmodell unter der regelmäßigen Massenverteilung



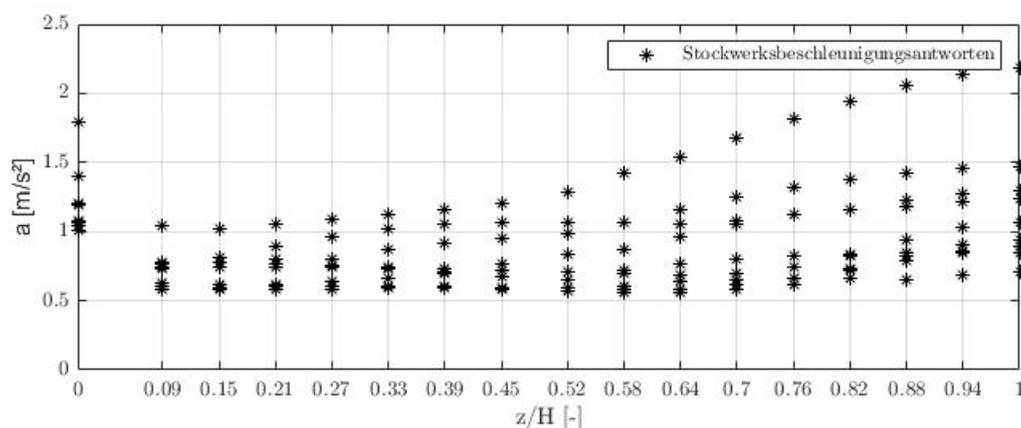
**Abb. 5.6:** Die Stockwerksbeschleunigungsantworten  $a$  [ $\text{m/s}^2$ ] im Bezug zur normalisierte Höhe  $z/H$  aus dem 12-stöckigen Tragwerksmodell unter der regelmäßigen Massenverteilung

### 5.2.4 Simulationsauswertung – 16-stöckiges Tragwerksmodell

Die Resultate der numerischen FE-Berechnung des 4-stöckigen Tragwerksmodells sind in den Abbildungen 5.7 und 5.8 dargestellt. Die Abbildung 5.7 zeigt die maximalen horizontalen Beschleunigungsantworten der einzelnen Stockwerke unter der symmetrischen Massenverteilung. In der Abbildung 5.8 wird der Einfluss der unsymmetrischen Massenverteilung auf die Antwort der Stockwerksbeschleunigungen gezeigt.



**Abb. 5.7:** Die Stockwerksbeschleunigungsantworten  $a$  [ $\text{m/s}^2$ ] im Bezug zur normalisierte Höhe  $z/H$  aus dem 16-stöckigen Tragwerksmodell unter der regelmäßigen Massenverteilung



**Abb. 5.8:** Die Stockwerksbeschleunigungsantworten  $a$  [ $\text{m/s}^2$ ] im Bezug zur normalisierte Höhe  $z/H$  aus dem 16-stöckigen Tragwerksmodell unter der regelmäßigen Massenverteilung

### 5.2.5 Simulationsauswertung – Beschleunigungsverstärkung

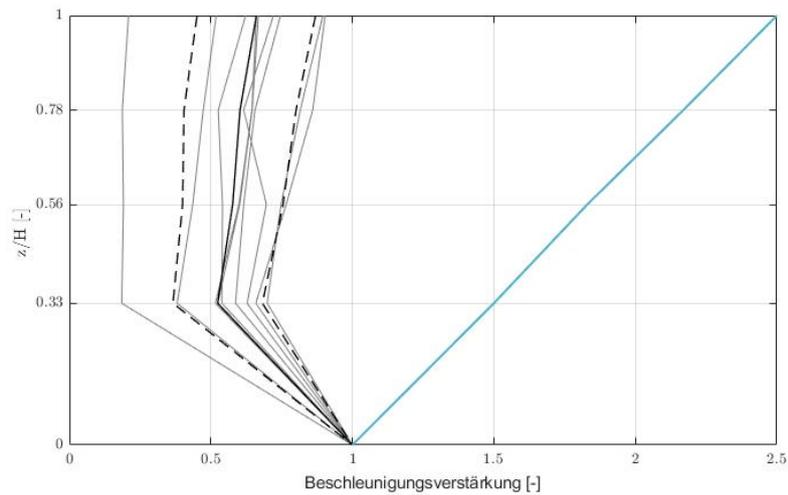
In den Abbildungen 5.9 bis 5.16 werden die Simulationsergebnisse (horizontale Stockwerksbeschleunigungen), um eine aussagekräftigere Veranschaulichung der Simulationsauswertungen erstellen zu können, jeweils auf die anregende Bodenbeschleunigung bezogen. In der Literatur findet man diese Beziehung öfters unter dem horizontalen Bodenbeschleunigungsverstärkungsfaktor  $\Omega$ , der die Verstärkung der Beschleunigung durch PHFA/PGA widerspiegelt. PHFA steht für die Stockwerksbeschleunigung "peak horizontal floor acceleration" und PGA für die Bodenbeschleunigung "peak ground acceleration" [5]. Die Auswertungen werden somit in Bezug auf die Beschleunigungsverstärkung und die normalisierte Höhe zusammengestellt. Die normalisierte Höhe ergibt sich durch die Division der jeweiligen Stockwerkshöhe  $z$  mit der Gesamtanlagenhöhe  $H$ .

Die Diagramme in den Abbildungen 5.9 bis 5.16 zeigen die Beschleunigungsverstärkungen (hellgrau) jedes Stockwerks und ihren Mittelwert (schwarz) in jedem Stockwerk, wie auch ihre Standardabweichungen (schwarz-strichliert). Weiters ist die Beschleunigungsverstärkung entsprechend der Verteilung nach dem Eurocode 8 (hellblau) enthalten.

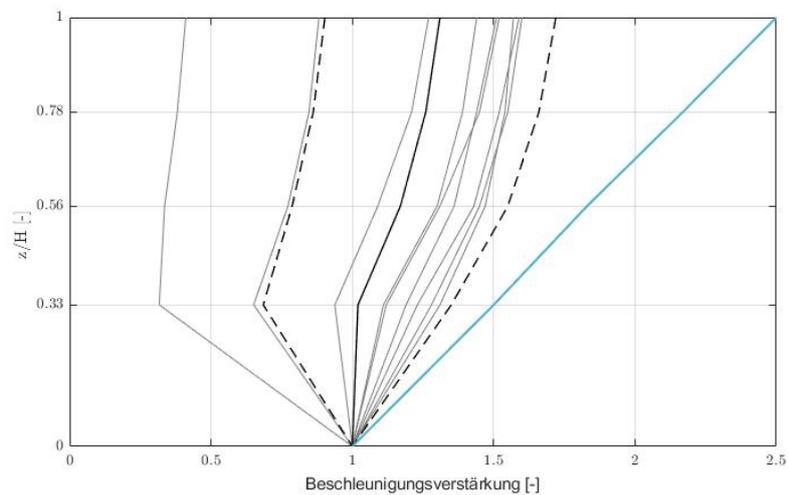
Die Analysedaten zeigen, dass die Ergebnisse einem signifikanten Muster in der Beschleunigungsverstärkung folgen (Abbildung 5.9 bis 5.16). Die Ergebnisse der Systemanalysen illustrieren, unter der regelmäßigen Massenverteilung, dass typische Verhalten weicher Tragwerkskonstruktion. Bei sehr weichen Tragwerken geht die Stockwerksbeschleunigung gegen Null, da die horizontale Bewegung des Tragwerkes durch die Massenträgheit im Gegensatz zur Bodenbewegung klein gehalten wird, aber die Relativverschiebung ihr Maximum erreicht. In den Ergebnissen spiegelt sich dieses Verhalten wieder. Die ermittelten Beschleunigungsantworten liegen alle unter der jeweiligen maximalen Beschleunigungsanregung und nehmen mit zunehmender Höhe, von dem ersten Stockwerk bis zum letzten Stockwerk zu. Ein weiterer charakteristischer Trend für weiche Tragwerke, dass mit zunehmender Tragwerkshöhe die maximale gemittelte Beschleunigungsantwort der vier Tragwerksmodelle abnimmt, ist den Abbildungen ebenfalls zu entnehmen.

Interessant ist die Betrachtung der Analyseergebnisse zufolge unregelmäßiger Massenverteilung (Abbildung 5.9 bis 5.16). Auch unter der Aktivierung von Torsionswirkungen behalten die Tragwerksmodelle den Trend weicher Tragsysteme. Die auf ein Drittel reduzierte exzentrischwirkende Gesamtmasse bewirkt eine wesentliche Verstärkung der horizontalen Beschleunigungsantworten, sogar mehr als das 2-fache der Beschleunigungsantworten unter regelmäßiger Belastung (Abbildung 5.17).

- A) Die Stockwerksbeschleunigungsantworten der numerischen FE-Berechnung des 4-stöckigen Tragwerksmodells sind in den Abbildungen 5.9 und 5.10 in Form von Beschleunigungsverstärkungen dargestellt.

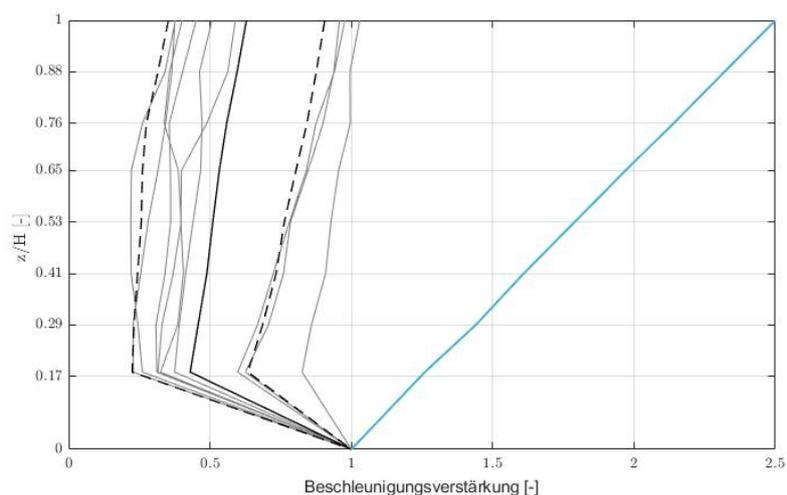


**Abb. 5.9:** Die Beschleunigungsverstärkung unter regelmäßiger Massenverteilung des 4-stöckigen Tragwerksmodells

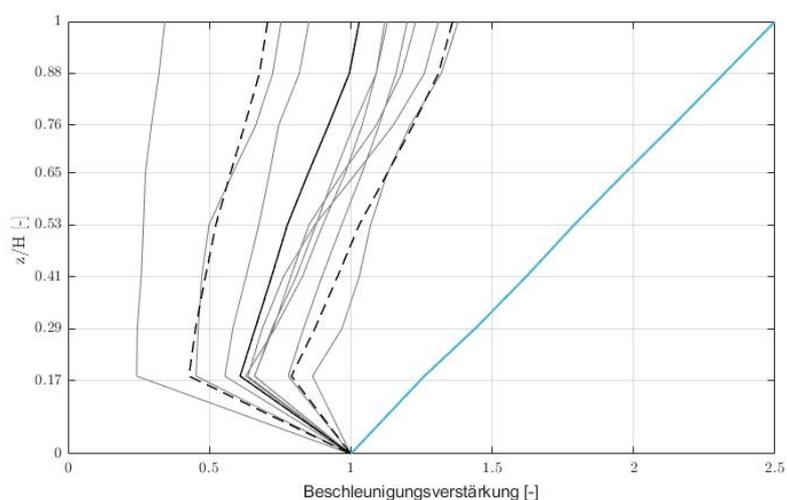


**Abb. 5.10:** Die Beschleunigungsverstärkung unter unregelmäßiger Massenverteilung des 4-stöckigen Tragwerksmodells

- B) Die Stockwerksbeschleunigungsverstärkungen der numerischen FE-Berechnung des 8-stöckigen Tragwerksmodells sind in den Abbildungen 5.12 und 5.12 in Form von Beschleunigungsverstärkungen dargestellt.

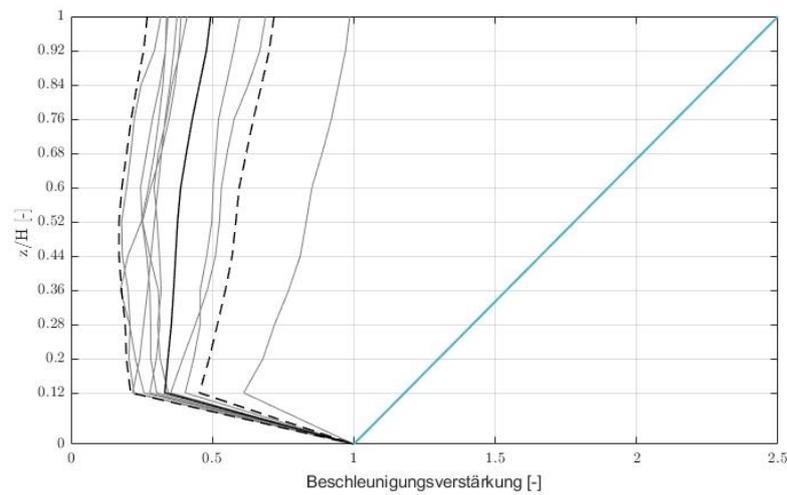


**Abb. 5.11:** Die Beschleunigungsverstärkung unter regelmäßiger des 8-stöckigen Tragwerksmodells

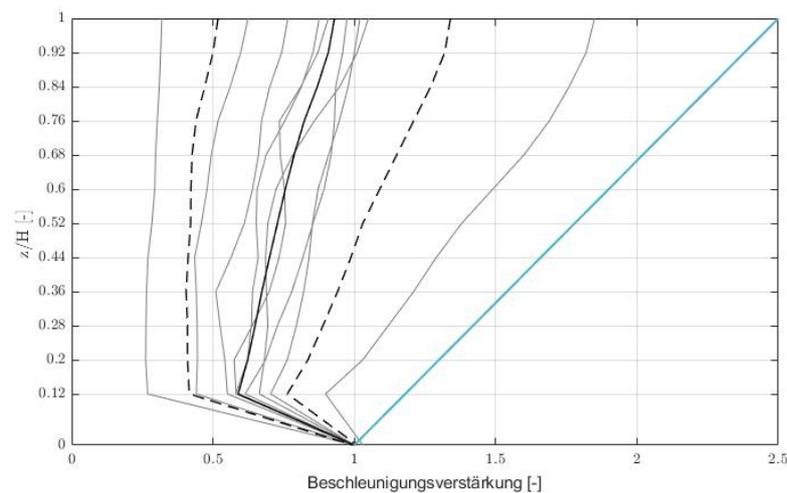


**Abb. 5.12:** Die Beschleunigungsverstärkung unter unregelmäßiger Massenverteilung des 8-stöckigen Tragwerksmodells

- C) Die Stockwerksbeschleunigungsverstärkungen der numerischen FE-Berechnung des 8-stöckigen Tragwerksmodells sind in den Abbildungen 5.13 und 5.14 in Form von Beschleunigungsverstärkungen dargestellt.

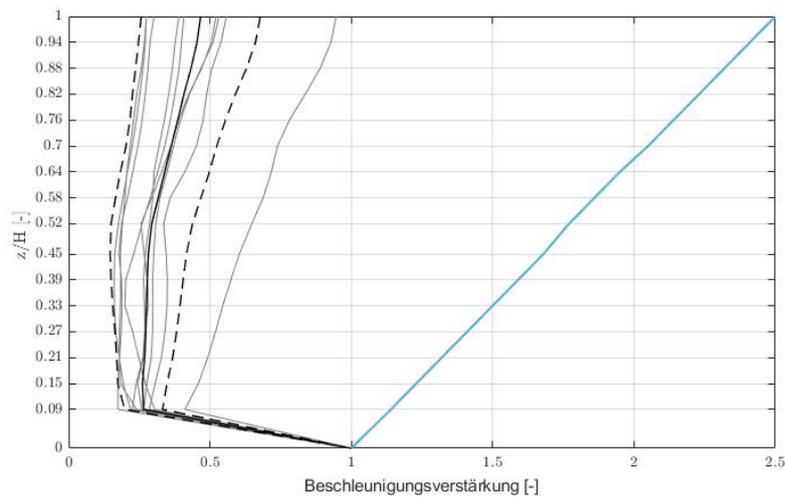


**Abb. 5.13:** Die Beschleunigungsverstärkung unter regelmäßiger Massenverteilung des 12-stöckigen Tragwerksmodells

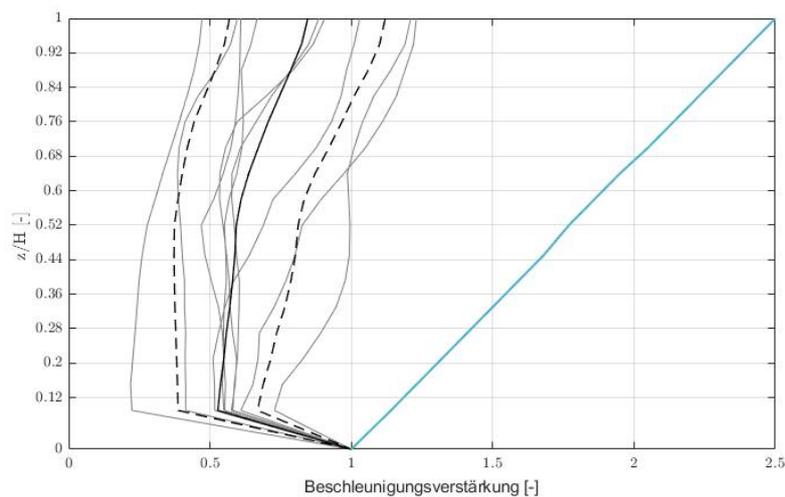


**Abb. 5.14:** Die Beschleunigungsverstärkung unter unregelmäßiger Massenverteilung des 12-stöckigen Tragwerksmodells

- D) Die Stockwerksbeschleunigungsverstärkungen der numerischen FE-Berechnung des 16-stöckigen Tragwerksmodells sind in den Abbildungen 5.15 und 5.16 in Form von Beschleunigungsverstärkungen dargestellt.

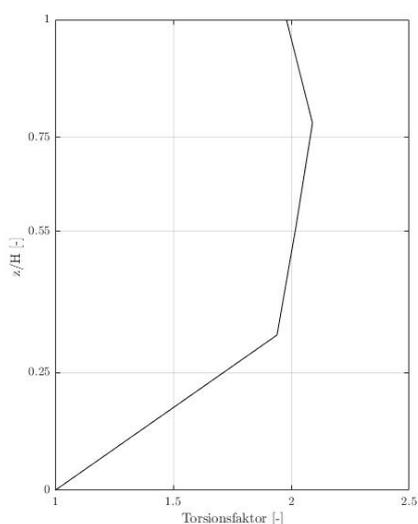


**Abb. 5.15:** Die Beschleunigungsverstärkung unter regelmäßiger Massenverteilung des 16-stöckigen Tragwerksmodells

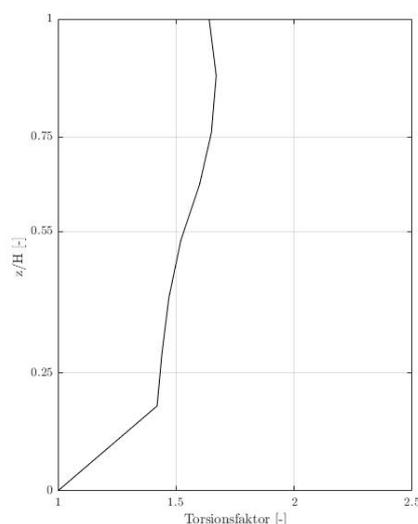


**Abb. 5.16:** Die Beschleunigungsverstärkung unter unregelmäßiger Massenverteilung des 16-stöckigen Tragwerksmodells

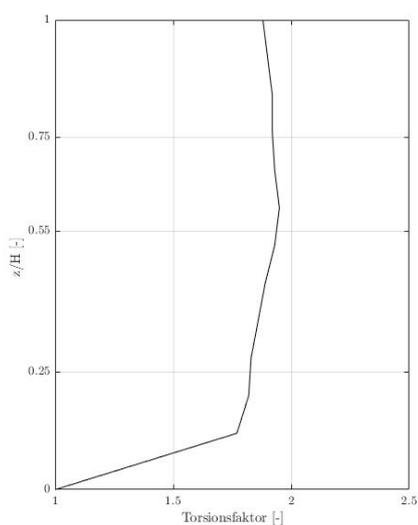
Die Gegenüberstellung der horizontalen Stockwerksbeschleunigungsantworten der betrachteten Lastfälle erfolgt mit der nachfolgenden Abbildung 5.17. Um eine aussagekräftige Veranschaulichung zu erzeugen, wird die Erhöhung des Stockwerksantworten direkt aus dem Verhältnis der gemittelten torsionsbeeinflussten Beschleunigungsantworten und der gemittelten Beschleunigungsantworten unter symmetrischer Belastung wiedergegeben. Die Abbildung 5.17 verdeutlicht den starken Einfluss unregelmäßiger Massenverteilungen bei seismischer Betrachtung. Das 8-stöckige Modell weist ungefähr im Durchschnitt die 1,5-fache Erhöhung der Beschleunigungsantworten auf. Die 4-, 12- und 16-stöckigen Modelle zeigen sogar eine Beschleunigungserhöhung auf die 2.0-fache Beschleunigungsantwort auf.



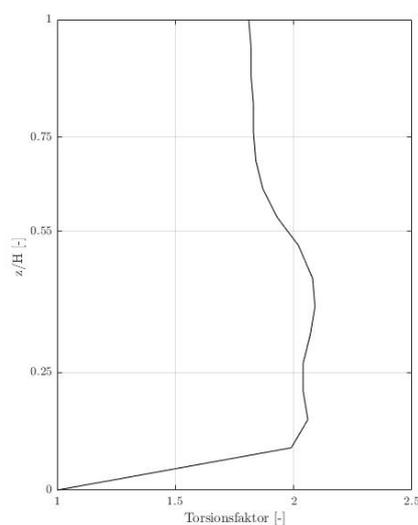
(a) 4-stöckiges Modell



(b) 8-stöckiges Modell



(c) 12-stöckiges Modell



(d) 16-stöckiges Modell

**Abb. 5.17:** Die Beschleunigungsverstärkung infolge exzentrischer Massenverteilungen nach der Numerischen FE-Berechnung

### 5.2.6 Simulationsergebnisse – Zusammenfassung

Die vorgestellte numerische FE-Berechnung dient der Veranschaulichung, welchen Einfluss eine unregelmäßige Massenverteilung auf die Beschleunigungsantwort einzelner Stockwerke besitzen. Im Rahmen der Untersuchung wurden die Anlagenmodelle, die grundsätzlich weiche Tragwerke mit beschleunigungsarmen Antworten (Massenträgheit) darstellen, Torsionswirkungen ausgesetzt. Die Reduktion der regelmäßigen Massenverteilung auf ungefähr ein Drittel der Gesamtmasse mit einer resultierenden Exzentrizität von 6,30 m (siehe Abbildung 4.4) bei einer Gesamttragwerksbreite von 21,96 m ( $\frac{6.30}{21.96} \leq \frac{1}{3}$ ) bringt eine nicht unwesentliche Beschleunigungserhöhung mit sich.

Gezeigt wurde, dass die Beschleunigungsantworten der regelmäßigen Massenverteilung das typische Verhalten von Stahlskelettbauweisen wiedergeben und somit die Richtigkeit des Grundkonzeptes aufzeigen [5]. Weiters wird das Ausmaß von exzentrischen Lasten unter seismischer Einwirkung wiedergegeben. Die Folge exzentrischer Lasten ist die räumliche Aktivierung einer Rotationsbewegung um die vertikale Tragwerksachse. Die numerische Simulation der 4 Tragwerksmodelle lieferte im Durchschnitt eine Verstärkung der Beschleunigungsantworten um den Faktor 2 (Abbildung 5.17). Was eine beachtliche Verstärkung der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen darstellt.

# Kapitel 6

## Schlussfolgerung und Ausblick

Der Anlagenbau erfordert aufgrund seiner Besonderheiten in der Steifigkeitsverteilung, sowie der Massenverteilung (große Massenexzentrizitäten) eine konsequente erdbebensichere Auslegung. Um schadensintensive und weiträumige Auswirkungen im Erdbebenfall entgegen zu wirken, muss eine erdbebengerechte Bemessung des Haupttragwerkes sowie der im Anlagenbau bedeutenden nichttragenden Bauteile durchgeführt werden.

Der in dieser Arbeit aufgestellte Untersuchungsrahmen eignet sich aufgrund der besonderen Gegebenheiten im Industriebau hervorragend, um den Einfluss von Massenexzentrizitäten unter seismischen Einwirkungen auf das räumliche Schwingungsverhalten und die darauffolgenden Stockwerksbeschleunigungsantworten des Tragwerkes zu analysieren und zu quantifizieren. In der vorliegenden Arbeit wurde der Torsionseinfluss auf die Beschleunigungsverstärkung anhand von mehreren numerischen Tragwerksmodellen erarbeitet und untersucht. Weiters werden die Ergebnisse dieser Studie im Nachfolgenden mit den analytischen Bemessungskonzepten nichttragender Bauteile nach dem Eurocode 8 gegenübergestellt und bemessungsrelevante Aspekte diskutiert. Die Untersuchungen der Haupttragstruktur und der Einfluss auf die nichttragenden Elemente wurde mit numerischer Modellierung unter der Zuhilfenahme der finiten Elemente Software-ANSYS erarbeitet.

### **Bemessungsansatz laut Eurocode 8**

Der Eurocode 8 beschäftigt sich in seiner Auslegung nur geringfügig mit der Erdbebenbemessung von nichttragenden Bauteilen und verweist bei bedeutenden Sekundärbauteilen auf eine eigenständige Erstellung eines realistischen Modells zur sicheren Auslegung von nichttragenden Bauteilen. Für die Bemessung von nichttragenden Bauteilen wird im Eurocode 8 ein vereinfachter analytischer Bemessungsvorschlag angeboten, der Sekundärstrukturen im herkömmlichen Hochbau abdecken soll.

Der normative Bemessungsansatz weist eine sehr konservative Herangehensweise zur Bemessung von massenintensiven nichttragenden Bauteilen auf. Auf das realitätswiedergebende Tragverhalten unterschiedlicher Bauweisen (weiche Konstruktionen/starre Konstruktionen) wird nicht eingegangen. Weiche Systeme weisen ein grundlegend anderes baulastdynamisches Schwingungsverhalten, als starre Systeme, auf.

Der analytische Bemessungsansatz stellt grundsätzlich eine unzureichende erdbebengerechte Auslegung nichttragender Bauteile dar. Der Ansatz stellt eine ausreichende aber eher konservative Bemessung beschleunigungssensitiver und massenintensiver nichttragender Bauteile dar und berücksichtigt die räumliche Verteilung oder Situierung des nichttragenden Bauteiles im Tragwerk nicht. Weiters wird auf beispielsweise linienförmige nichttragende Elemente, die sich über mehrere Stockwerke erstrecken können, nicht eingegangen und werden auch mit keinem bauteilgerechten Bemessungsansatz abgedeckt. Bauteile über mehrere Geschosse weisen andere Erdbebencharakteristiken in Bezug auf ihre Auslegung auf, als beschleunigungsintensive Elemente. Zu einer erdbebengerechteren Auslegung solcher Bauteile würde ein verformungsbasierter und kein beschleunigungsbasierter Bemessungsansatz eher die Charakteristiken eines solchen Elementes wiedergeben.

Ein weiterer wesentlicher Punkt den der analytische Bemessungsansatz nach dem Eurocode 8 nicht berücksichtigt ist, dass die Torsionswirkung zufolge unregelmäßiger Massenverteilungen nicht berücksichtigt wird. In dieser Studie wurde aufgezeigt welchen Einfluss eine unregelmäßige Massenverteilung auf die Beschleunigungsantworten einzelner Stockwerke haben kann.

### **Interpretation der Simulationsergebnisse**

Die Gegenüberstellung einer regelmäßigen mit einer unregelmäßigen Massenverteilung bei einer symmetrischen Steifigkeitsverteilung des Tragwerkes liefert in dieser Studie eine durchschnittliche Verstärkung der Stockwerksbeschleunigungsantworten um den Faktor 2 (siehe Kapitel 5, Simulationsergebnisse). Neben der durchschnittlichen Verstärkung um das zweifache der Beschleunigungsantworten, bewirkt die Rotationsbewegung des Tragwerkes durch die Torsionswirkung zusätzlich eine räumliche Aktivierung der Tragwerksbeanspruchung, die bei der Bemessung nicht vernachlässigt werden sollte.

### **Ausblick**

Die vorliegende Diplomarbeit zeigt deutlich, dass eine unregelmäßige Massenverteilung zu einer nicht unbedeutenden Verstärkung der räumlichen Belastung des Tragwerkes und der nichttragenden Elemente bei einer seismischen Einwirkung führt. Um eine ausreichende seismische konstruktive Auslegung normativ abzudecken, wäre eventuell eine Erweiterung bzw. eine Berücksichtigung der Torsionswirkung in den Bemessungsansätzen sinnvoll. Der Eurocode 8 stellt grundsätzlich die erdbebengerechte Tragwerksbemessung dar. Dieser deckt aber nicht alle erdbebenspezifischen Tragwerkseinwirkungen ab, die mit dieser Arbeit aufgezeigt wurde. Begnügt sich somit der Ingenieur nur mit der Abdeckung der vorgeschriebenen Bemessungsansätze nach dem Eurocode 8, so vernachlässigt dieser wesentliche konstruktive Tragwerksauslegungen, die im Erdbebenfall maßgebend sein können.

Die gewonnenen Erkenntnisse über die Beschleunigungsverstärkung sind ebenso an anderen Tragwerksstrukturen und Anlagen zu überprüfen, um ein einheitliches Tragwerksverhalten generieren zu können und diese im Eurocode 8 in der Bemessung der nichttragenden Bauteilen implementieren zu können.

# Literaturverzeichnis

- [1] Meskouris, K.; Hinzen, K.; Butenweg, C.; Mistler, M.: *Bauwerke und Erdbeben*. Vieweg Teubner, 3.Auflage, 2011.
- [2] Bachmann, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Springer Basel AG, 2. Auflage, 2002.
- [3] Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut): *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. Ausgabe: 2013.
- [4] Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut): *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen*. Ausgabe: 2017.
- [5] Ray Chaudhuri S.; Hutchinson T. C.: *13. World Conference on Earthquake Engineering - Distribution of peak horizontal floor acceleration for estimating non structural element vulnerability*. Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [6] Pasternak H.; Hoch H. U.; Füg D.: *Stahltragwerke im Industriebau*. Ernst & Sohn, 2010.
- [7] Holtschoppen B.: *Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastungen*. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, RWTH-Aachen, 2009.
- [8] Bundesamt für Umwelt, BAFU: *Erdbebensicherheit sekundärer Bauteile und weiterer Installationen und Einrichtungen*. BAFU, 2016
- [9] Fritschen R.; Ritter H.: *Induzierte Seismizität – Ein Problem der Tiefen Geothermie?*. Institut für Geophysik, Stuttgart, 2010.
- [10] Karic A.: *Baudynamische Betrachtung und Erstellung von Stockwerksantworten von herausgelösten, schwingungsfähigkeiten Wandscheiben in Wiener Gründerzeitbauten*. Projektarbeit, Technische Universität Wien, 2018.
- [11] Heuer R.: *Grundlagen des Eurocodes 8 – Teil 1 (EN 1998-1)*. Forschungsbereich für Baumechanik und Baudynamik, Technische Universität Wien, 2016.
- [12] Wenk T.: *Nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung*. ETH-Zürich, 2002.
- [13] Heuer R.: *Der lineare Einmassenschwinger*. Forschungsbereich für Baumechanik und Baudynamik, Technische Universität Wien, 2016.

- [14] Gellert C.: *Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeeinwirkung*. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, RWTH-Aachen, 2010.
- [15] Brenker E.: *Modellierung der pseudodynamischen Versuche an Reihenhäusern aus Kalksandstein- und Ziegelmauerwerk am JRC Ispra mit Hilfe der Equivalent Frame Methode*. Masterarbeit, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität Kassel, 2010.
- [16] Software: *Seismomatch*. Seismosoft, Version: 2016.
- [17] Beuth: *DIN 4149 – Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten*. Ausgabe: 2005.
- [18] Building Seismic Safty Council: *NEHRP – recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450)*. USA, 2003.
- [19] American Society od Civil Engineers: *Minimum Desgin Loads for Buildings and Other Structures*. USA, 2010.
- [20] Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut): *ÖNORM EN 10025-2: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle*. Ausgabe: 2005.
- [22] Lang C.: *Beitrag zur Theorie, Numerik und Anwendung nichtlinearer Algorithmen zur statischen und dynamischen Analyse von Stahlbetonrotationsschalen*. Universität Kaiserslautern, 2003.
- [23] Dinkler D.: *Einführung in die Strukturodynamik – Modelle und Anwendungen*. Springer Vieweg, 2.Auflage, 2017.
- [24] Facchinetti s.: *A procedure to find exact critical values of Kolmogorov-Smirnov Test*. Universita Cattolica del Sacro Cuore, Milan, 2009.
- [25] Frank J.; Massey Jr.: *The Kolmogorov-Smirnov Test for Goodness of Fit*. American Statistical Association, 2010.
- [26] Rodler, F.-A.: *Bestimmung von Erdbebenparametern aus makroseismischen Daten von Österreich*. Diplomarbeit, Universität Wien, 2012.
- [27] Bachmann H.: *Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden*. Bundesamt für Wasser und Geologie, Bern, 2002.
- [28] Kramer H.: *Angewandte Baudynamik – Grundlagen und Beispiele für Studium und Praxis*. Ernst & Sohn, 2006.
- [29] Kuhlmann U.: *Stahlbau Kalender*. Ernst & Sohn, 2014.
- [30] International Council of building Officials (ICBO): *Uniform Builing Code*. USA, 1997.
- [31] Building Seismic Safty Council: *NEHRP – recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450)*. USA, 2003.