

DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

Vergleich von Berechnungsmethoden in Erdbebenzonen mit Duktilitätsklasse Hoch (DCH) anhand eines Projektes im Iran, Ghom

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

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

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Vladimir Benko

Institut für Hochbau und Technologie

Forschungsbereich für Hochbaukonstruktion und Bauwerkserhaltung

Eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

Von

Domonkos Török

01528020

Wien, am 30.09.2018

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die bei der Erstellung dieser Diplomarbeit geholfen haben.

Herzlichen Dank gilt an Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch, der mir ermöglicht hat, mein eigenes Thema auszuarbeiten und die Diplomarbeit auf dem Institut für Hochbau und Technologie zu verfassen.

Besonderer Dank gilt Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Vladimir Benko, der mir beim Verfassen dieser Arbeit fortlaufend geholfen hat und mich beraten hat.

Weiterhin möchte ich mich bei der Werner Consult Ziviltechniker GmbH und bei meinem Abteilungsleiter DI. Walter Breiffuss bedanken, für das Thema dieser Arbeit und die Unterstützung während der Bearbeitung.

Anschließend gilt mein Dank meiner Familie und meinen Freunden, deren Unterstützung während meines Studiums wesentlich für den Abschluss war.

Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit beschäftigt sich mit den verschiedenen Erdbebenberechnungsmethoden, und deren Anwendung auf Tragwerke in Gebieten mit einem hohen Erdbebenrisiko.

Im ersten Teil der Arbeit wird ein allgemeiner Überblick über das Thema Erdbeben vermittelt. Die theoretischen Grundlagen aus seismologischer und ingenieurseismologischer Hinsicht, sowie die Grundlagen für die Erdbebenberechnung werden dargestellt.

Im zweiten Teil folgt die Darstellung der wichtigsten Teile der EN 1998-1 ([1]) für aussteifende Scherwände mit hohen Duktilitätsanforderungen. Ergänzend werden auch Teile der amerikanischen Betonnorm, die ACI 318M-11 [16] und die iranische Erdbebennorm (Iranian National Standard No. 2800 ([24]) präsentiert.

Diese Diplomarbeit stellt die in der neuen Europäischen Erdbebennorm, die EN 1998-1, eingeführten linearen und nichtlinearen Erdbebenberechnungsmethoden vor. Die gezeigten nichtlinearen Berechnungsmethoden werden im amerikanischen Raum schon seit einer längeren Zeit angewandt, sind aber in der Europäischen Praxis nicht so weit verbreitet. Aus diesem Anlass wird hier ein Vergleich der häufig benutzten linearen kraftbasierten Verfahren und der genaueren aber aufwändigeren nichtlinearen Verfahren ausgearbeitet.

Im Rahmen dieser Arbeit werden auch Methoden für die Vereinfachung von Komplexen Gebäuden für die Erdbebenberechnung gezeigt. Die Ergebnisse des Teilmodells werden mit den Ergebnissen ermittelt an einem räumlichen 3D Modell verglichen. Die Daten für die Berechnung werden von einem Krankenhausgebäude, erbaut in einem Gebiet mit hohem Erdbebenrisiko genommen. Diese Angaben wurden von der Firma Werner Consult Ziviltechniker GmbH für die Erarbeitung dieser Masterarbeit zur Verfügung gestellt.

Für die aufgezeigten Berechnungsverfahren werden die wichtigsten Kenngrößen der Erdbebenberechnung ermittelt und verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass die nichtlinearen Methoden eine viel genauere Abbildung der Bauwerksverformungen ermöglichen und zu konservativeren und genaueren Gesamterdbebenlasten führen.

Letztlich wird eine Überprüfung der Bewehrungsangaben - ermittelt für den Bau des Krankenhausgebäudes - durchgeführt, mit dem Fachwerkmodell für die ausgewählte Scherwand.

Abstract

This master thesis deals with the different methods of earthquake calculation and their application to structures in areas with a high earthquake risk.

The Introduction provides a general overview of the topic of earthquakes, examining the theoretical basics from the seismological and engineering seismological point of view, as well as the basics of earthquake calculation.

The second chapter presents the most important parts of the EN 1998-1 ([1]) for shear walls with high ductility requirements. Additionally, this chapter introduces selected parts of the American concrete standard, the ACI 318M-11 ([16]) and the Iranian National Seismic Standard No. 2800 ([24]).

The linear and nonlinear seismic calculation methods that were used during this study are described in the new European Earthquake Standard, EN 1998-1. While the non-linear calculation methods have been implemented in the United States for a long time, they are not yet prevalent in European practice. This thesis seeks to compare the frequently used linear force-based methods with the more precise, yet more elaborate non-linear methods.

In addition, the current thesis introduces methods for the simplification of complex buildings for the earthquake calculation. The results of the partial model are then compared with the results obtained on a 3D spatial model. The calculation is based on data from a hospital building, built in an area with a high earthquake risk. The data were provided by the company Werner Consult Ziviltechniker GmbH, for the preparation of this master thesis.

The most important parameters of the earthquake calculation are determined and compared in the case of each presented calculation method. The results show that the nonlinear methods allow a far more accurate mapping of the building deformations and lead to more conservative and accurate shear forces.

Finally, the reinforcement details, determined for the construction of the hospital building, were verified with a strut and tie model for the selected shear wall.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung Erdbeben	8
1.1	Seismologische Grundlagen	8
1.2	Plattentektonik.....	9
1.3	Erdbebenskalen	11
2	Berechnungsverfahren.....	12
2.1	Antwortspektren	12
2.1.1	Einmassenschwinger	12
2.1.2	Mehrmassenschwinger	12
2.1.3	Antwortspektren	13
2.2	Antwortspektren nach EN 1998-1	13
2.3	Horizontales elastisches Antwortspektrum	14
2.4	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren	16
2.4.1	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren in der EN 1998-1.....	16
2.5	Äquivalente statische Methode (Ersatzkraftverfahren) laut iranischer Erdbebennorm.....	20
2.5.1	Base shear oder horizontale seismische Einwirkung.....	20
2.6	Vergleich der beiden Verfahren	21
2.7	Modale Antwortspektrumverfahren	21
2.7.1	Grundlagen	21
2.7.2	Modale Analyse.....	22
2.7.3	Überlagerung der Einwirkungen	22
2.8	Nichtlineare Berechnungsverfahren	23
2.9	Nichtlineare statische Methode	24
2.9.1	Pushover Berechnung.....	24
2.9.2	Kapazitätsspektrum-Methode.....	25
2.10	Nichtlineare dynamische Berechnungsmethode.....	26
2.11	Vergleich der Berechnungsverfahren	28
3	Bemessungsmethoden	29
3.1	Kraftbasierte Bemessung.....	29
3.2	Verformungsbasierte Bemessung.....	29
4	Besondere Regeln für Stahlbeton Wandscheiben, Bemessung von Aussteifungssystemen in Erdbebenzonen mit Duktilitätsklasse Hoch (DCH) nach EN 1998-1 mit Fokus auf Wandscheiben....	30
4.1	Wichtige Begriffe für Tragwerke mit duktilen Wänden (aus [1] Abschnitt 5.1.2)	30
4.2	Auslegungskonzepte.....	30

4.2.1	Energiedissipationskapazität und Duktilitätsklassen.....	30
4.2.2	Duktilität und Verhaltensbeiwerte.....	31
4.3	Auslegung der aussteifenden Wände für DCH	35
4.3.1	Geometrische Bedingungen und Baustoffe (vgl. [1] Abschnitt 5.5.1)	35
5	Bemessung nach der amerikanischen Norm ACI.....	37
5.1	Koppelbauteile (vgl. [16]):	37
6	Projektbeschreibung	39
6.1	Verwendete Normen und Regelwerke.....	39
6.2	Geometrische Beschreibung des Gebäudes.....	40
6.2.1	Die Hauptmerkmale der Blöcke sind die folgenden:.....	40
6.2.2	Die Hauptmerkmale der Verbindungsgebäude:	40
6.3	Risiken.....	41
6.4	Globale Tragstruktur	41
6.4.1	Stahlbeton Scherwände	41
6.4.2	Die Rahmenkonstruktion.....	42
6.4.3	Stahlbeton und Verbunddecken.....	43
6.5	Materialien	43
6.5.1	Beton	43
6.5.2	Bewehrungsstahl	44
6.6	Lasten	44
6.6.1	Ständige Lasten	44
6.6.2	Nutzlasten.....	45
6.6.3	Seismische Lasten	45
7	Grundlagen der Berechnung.....	47
7.1	Beschreibung der Struktur.....	47
8	Berechnungsergebnisse	54
8.1	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren	54
8.2	Ergebnisse der modalen Analyse.....	55
8.2.1	Modale Analyse des Gesamttragwerks mit Berücksichtigung der minimalen Base-shear 55	
8.2.2	Modale Analyse an dem Teilmodell.....	58
8.3	Ergebnisse der Pushover-Berechnung.....	59
8.3.1	Systemeigenschaften	59
8.3.2	Kapazitätsspektrum	60

8.3.3	Nichtlineare statische Berechnung nach EC8.....	61
8.3.4	Die Ergebniswerte der Pushover Berechnung:.....	62
8.3.5	Maximale Verformung der Wandscheibe	63
8.4	Ergebnisse der Zeitverlaufsberechnung	64
8.4.1	Zeitverläufe	64
8.4.2	Skalierung der Zeitverläufe	65
8.4.3	Zeitverläufe	67
8.4.4	Ergebniswerte der nichtlinearen dynamischen Analyse	69
8.5	Begrenzung des horizontalen Drift.....	70
8.6	Vergleich der Ergebnisse.....	72
8.6.1	Vergleich der Verhaltensbeiwerte	72
8.6.2	Vergleich der Ersatzkräfte	72
8.6.3	Vergleich der Verformung	73
8.6.4	Vergleich der Berechnungszeit.....	73
9	Fachwerkmodell (vgl. [16], [17])	74
9.1	Grundlagen	74
9.2	Unterteilung des Tragwerks in B- und D-Bereiche	74
9.3	Modellierung des Tragwerksmodells als Stabwerk.....	75
9.4	Optimierung.....	75
9.5	Bemessung	76
9.6	Überprüfung der Bewehrung	77
10	Conclusio.....	80
	Literaturverzeichnis.....	81
	Abbildungsverzeichnis	83
	Tabellenverzeichnis.....	84
	Formelverzeichnis	85

1 Einführung Erdbeben

1.1 Seismologische Grundlagen

Wird über Erdbeben geredet, versteht man die Erschütterungen des Erdbodens, welche verschiedene Ursachen haben können. Diese lassen sich oft aus den Seismogrammen (Aufzeichnungen) der Seismometer (seismische Messgeräte) bestimmen.

Bei der Betrachtung von Erdbeben in Hinsicht von Entstehung kann zwischen zwei Gruppen unterschieden werden: (vgl. [4]; [5]; [7])

- Natürliche Erdbeben, deren Ursache die Freisetzung der in der Erde aufgestauten Energie ist, die zu unterirdischen Massenverlagerungen führt, wobei Energie in Wärme und Wellenbewegung umgewandelt wird. (vgl. [4]; [5]; [7])
- Unter induzierten Erdbeben versteht man diejenigen Erschütterungen, die durch menschliche Eingriffe entstehen können. Ursachen dafür können Sprengungen, Rohstoffentnahme aus dem Erdinneren, durch Aufstauvorgänge bei Talsperren verursachte Massenverlagerungen und das Einpressen von Flüssigkeiten sein. (vgl. [4]; [5]; [7])

Auf die Entstehung der induzierten Erdbeben wird nicht weiter eingegangen, da sie viel geringere Energie und ein lokal begrenztes Auftreten haben, sind sie für die Abschätzung des Erdbebenrisikos und Vorberechnung der Erdbebenlasten praktisch bedeutungslos. (nach [4]; [5]; [6]; [7])

Die Erdbeben mit natürlichen Ursachen werden in weitere Gruppen klassifiziert, nämlich: Erdbeben tektonischer Natur, vulkanische Erdbeben, sowie Einsturzbeben (z.B.: Karsteinbrüche). Bodenerschütterungen die durch Karsteinbrüche, vulkanische Explosionen oder Gebirgsschläge ausgelöst werden, können lokal starke Auswirkungen haben, da sie aber in geographisch eng begrenzten Gebieten vorkommen und vergleichsweise wenig Energie auslösen, werden sie nachfolgend nicht mehr behandelt. Tektonische Erdbeben dagegen sind meist stärkere Erdbeben, der Vorgang ähnelt einem Scherbruch, der infolge tektonischer Spannungen auftritt und sich entlang einer meist schon vorhandenen Bruchfläche ausbreitet. Nebenbei wird ein Teil der gespeicherten Deformationsenergie in andere Energieformen überführt. (nach [4]; [5]; [6]; [7])

1.2 Plattentektonik

Plattentektonik ist die Lehre von Bau und Bewegung der äußersten Schale des Erdkörpers. Der Aufbau unserer Erde ist dominierend vertikal, die Schalen treffen sich entlang nahezu horizontaler Flächen. Sie bestehen aus Gesteinen, die verschiedene chemische und physikalische Eigenschaften und Zustandsparameter haben.

Die äußerste Schale der Erde wird Erdkruste genannt und hat eine Mächtigkeit von 6 km unter dem Ozean und bis zu 60 km unter den Kontinenten. Die zweite Schale ist die bis 150 km tief dringende Lithosphäre, dritte ist die Astenosphäre, die Übergangszone der Gesteine in Hochdruckmodifikationen, die bis 660 km Tiefe reicht. Der untere Erdmantel trennt in 2900 km Tiefe den festen, vorwiegend aus Silikatgesteinen bestehenden Erdmantel von dem aus im Wesentlichen aus Eisen und Nickel bestehenden flüssigen Erdkern. (vgl. [4]; [6])

Diese Erkenntnisse stammen von der Beobachtung der Ausbreitung von seismischen Wellen, die hauptsächlich von Erdbeben oder Sprengungen ausgelöst wurden. Mit Hilfe dieser Untersuchungen entdeckte der Jugoslawe Andrija Mohorovicic im Jahr 1909 eine Diskontinuität zwischen dem leichteren Gestein der Erdkruste und dem darunter liegenden spezifisch schwereren Material des Erdmantels. Im Jahr 1911 fand der Deutsche Seismologe Beno Gutenberg, die Trennung zwischen dem festen Erdmantel und dem flüssigen Erdkern. Später wurde von der Dänin Inge Lehmann eine weitere Abgrenzung zwischen dem äußeren und dem inneren Erdkern gefunden, der sich in festem Aggregatzustand befindet. (vgl. [6]; [9])

Alle geodynamischen Prozesse dienen dem Temperatúrausgleich, innerhalb des Erdkörpers. Es entstehen Temperaturgegensätze, spezifisch schwerere Stoffe, wie Metalle, werden in das Zentrum des Erdkörpers verlagert, während spezifisch leichtere Verbindungen, wie saure Silikate in die äußersten Partien des Erdkörpers verfrachtet werden. Durch die Massenbewegungen im inneren des Erdkörpers müssen sich die inneren Schichten der Erde in der Nähe der Erdoberfläche mit der starren Außenhaut des Erdkörpers, der Lithosphäre, oder deren oberstem Bereich, der Erdkruste, auseinandersetzen. Durch diesen Vorgang wird der relativ starre, aber dünne Panzer durch die strömungsartigen Verlagerungen in der Astenosphäre verformt, zerrissen und durch die Konvektion mitgeführt. (vgl. [6]; [9])

Die Bewegung der steifen Platten gegeneinander kann in drei verschiedene Arten untergliedert werden:

- Die Platten bewegen sich voneinander fort also divergent, das fließfähige Material des Erdmantels drängt sich in die aufreißenden Bruchspalten ein und es entsteht eine neue Erdkruste. Dieser Prozess wird auch als „Sea-floor spreading“ bezeichnet. Beispiele hierfür sind die Mittelatlantische Schwelle und der Ostpazifische Rücken. (nach [6])

- Die Lithosphärenplatten bewegen sich konvergent, also aufeinander zu, es kann zwischen drei verschiedenen Kollisionstypen unterschieden werden: Ozeanisch-ozeanisch, dies ist mit der Bildung von Inselbögen verbunden z.B.: Indonesien. Der zweite Fall ist ozeanisch-kontinental, die ozeanische Platte wird unter die kontinentale Platte gedrückt (Subduktion), so bilden sich langgestreckte Hochgebirge, Beispiel dafür sind die Anden in Süd-Amerika. Dritte Version ist, wenn zwei kontinentale Platten kollidieren, hier findet keine Subduktion statt, sondern über die kompressiv wirkenden Kräfte tritt in den nahezu gleich schweren und mächtigen Platten Gebirgsbildung auf. Infolge von einem solchen Zusammenstoß bildete sich das Himalaya-Gebirge. (nach [6])
- Letzte ist, wenn die Platten aneinander vorbeigleite und dabei unter Spannung gesetzt werden. Die bekannte San-Andreas Verwerfung in Kalifornien ist zum Beispiel so entstanden. (nach [6])

Die Koordinaten wo das Beben beginnt, werden als Epizentrum bezeichnet, wenn die Herdtiefe auch bekannt ist, kann auch das Hypozentrum - auch Herd genannt - gefunden werden. Diese Begriffe sind seit den Untersuchungen der großen neapolitanischen Erdbeben eingeführt. Das Gebiet in der Nähe des Epizentrums, wo die Bodenbewegungen gespürt werden können, wird Schüttergebiet genannt. Wenn nach einem Bruchvorgang genügend Energie aufstaut, wird es in Form von Wellen ausgebreitet. Die Erdbebenwellen durchlaufen als Raumwellen das Erdinnere, oder breiten sich als Oberflächenwellen entlang der Erdoberfläche aus. Kompressionswellen haben die kürzeste Laufzeit von dem Herd zur Station, deswegen werden sie aus dem Wort *primär*, als P-Wellen bezeichnet. Scherwellen treffen als zweites ein, deswegen der Name S-Wellen aus dem Wort *sekundär*. Scherwellen (auch Transversalwellen genannt) breiten sich durch Gestaltänderung aus, hingegen Kompressionswellen (auch Longitudinalwellen genannt) durch Volumensänderung des Mediums. (vgl.: [6]; [7]; [8])

Wenn Raumwellen auf die Erdoberfläche, oder eine Schichtgrenze treffen, können neue Wellenarten entstehen. Diese Oberflächenwellen können in zwei Gruppen unterteilt werden: Rayleigh Wellen haben eine elliptische Bewegung, in einer zur Erdoberfläche hin senkrechter Richtung stehenden Ebene. Love-Wellen demgegenüber haben eine reine Horizontalbewegung. Diese können auf Grund ihrer großen Amplituden zu erheblichen Schäden in Gebäuden führen. (vgl.: [6]; [7]; [8])

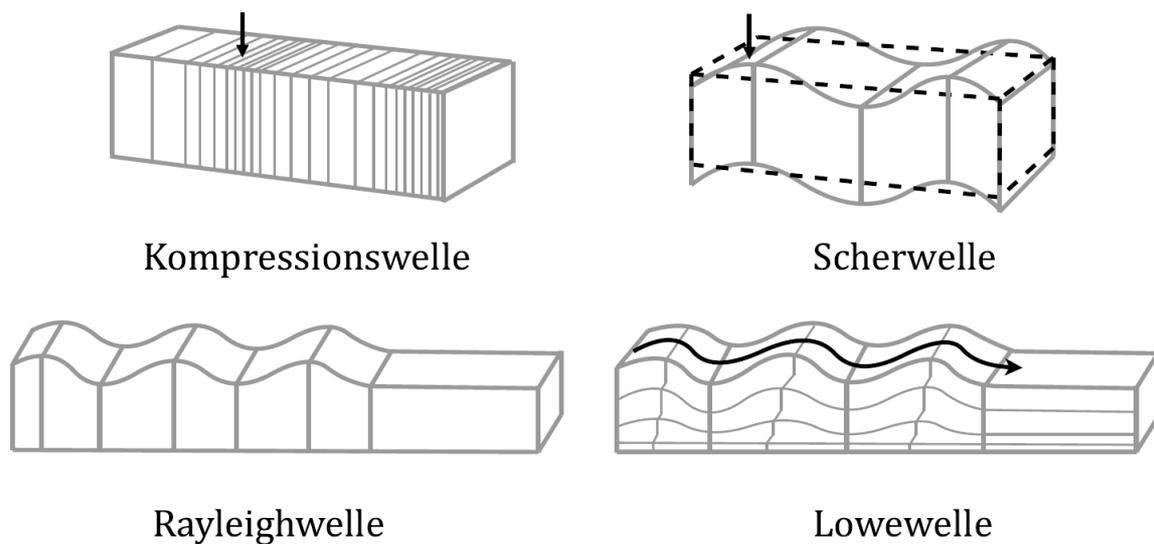


Abbildung 1: Typen von Erdbebenwellen (nach [23])

1.3 Erdbebenskalen

Erdbebenskalen verwendet man um die Stärke eines Erdbebens und dessen Auswirkung auf die Bauwerke beschreiben zu können. (vgl. [7], [15])

Die Magnitudenskala (*Richter-Skala*) charakterisiert die Stärke eines (räumliche-zeitliche und energetische Ausdehnung) Herdvorgangs. Die Magnitude (M) eines Erdbebens wird durch empirische Zusammenhänge aus der beim Herdvorgang freigesetzten kinetischen Energie hergeleitet. Diese Energie wird durch seismische Registrierungen erfasst. (vgl. [7], [15])

Die *Intensität* eines Erdbebens beschreibt die lokale makroseismische, also ohne instrumentelle Hilfsmittel, erfassbaren Wirkungen auf Menschen, Bauwerke und Landschaft. Somit kann ein Erdbeben mit einer einzigen Magnitude beschrieben werden, hat aber von Ort zu Ort eine andere Intensität. Die Intensität wird in der sogenannten *Mercalli, Cancani und Sieberg* Skala angegeben, die im Laufe der Zeit Anpassungen und durch die Fortschritte in der Technik Modifizierungen erfahren hat. (vgl. [7], [15])

Es werden viele empirische Beziehungen hergestellt zwischen Magnitude, Intensität und Bodenbeschleunigung, die wegen der Vielzahl von nicht berücksichtigten Einflüssen nur eine grobe Schätzung bieten. (vgl. [7], [15])

2 Berechnungsverfahren

Durch die raschen Bodenbewegungen eines Erdbebens erfahren Bauwerke eine dynamisch-zyklische Beanspruchung, welche das elastische Vermögen des Tragwerks überschreitet. Da das Erdbebenverhalten von Bauwerken sehr komplex ist, wird mit Hilfe von vereinfachenden Berechnungsverfahren versucht, die im Tragwerk durch die Erdbebenanregung hervorgerufenen Schnittkräfte und Verformungen zu bestimmen. In den folgenden Kapiteln werden die vier in der Praxis verwendeten Berechnungsverfahren beschrieben, die in Rahmen dieser Diplomarbeit verglichen werden, nämlich das vereinfachte Antwortspektrumverfahren auch Ersatzkraftverfahren genannt, das Multimodale Antwortspektrumverfahren, die nichtlineare statische und die nichtlineare dynamische Berechnung. Diese Methoden unterscheiden sich stark in Berechnungsaufwand und Realitätsnähe. (vgl. [11], [12])

2.1 Antwortspektren

2.1.1 Einmassenschwinger

Das einfachste dynamische System ist der Einmassenschwinger. Eigenschwingung nennt man die Schwingungsform, mit dem ein Einmassenschwinger nach einmaliger Anregung schwingen kann. Ein Einmassenschwinger besteht aus einer Punktmasse, einem dynamischen Element, mit einer zugehörigen Steifigkeit und einem Dämpfer. Das Verhalten eines Einmassenschwingers kann mit der Verschiebung der Masse beschrieben werden, deswegen wird das System mit einem Freiheitsgrad bezeichnet. Es können zwei Arten von Schwingungen unterschieden werden, nämlich mit Dämpfung und ohne Dämpfung. Eine gedämpfte Schwingung nimmt mit der Zeit ab. (vgl. [12], [7]) Zwischen Frequenz und Schwingung besteht der folgende Zusammenhang:

$$T = \frac{1}{f} \leftrightarrow f = \frac{1}{T} \quad (1)$$

mit:

f Frequenz eines linearen Einmassenschwingers

T Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers

2.1.2 Mehrmassenschwinger

Mehrmassenschwinger sind elastisch verbundene Systeme von Massen, die auch zwei, oder dreidimensional sein können. Um die Antwort eines Mehrmassenschwingers zu erhalten, muss eine modale Analyse durchgeführt werden, wobei der Mehrmassenschwinger in eine Reihe äquivalenter Einmassenschwinger zerlegt wird. Die wirklichen Beschleunigungen auf die Massen der

Mehrmassenschwinger werden mit der Rücktransformation aus den einzelnen Schwingern zum Originalsystem ermittelt. (vgl. [12], [7])

2.1.3 Antwortspektren

Die Grundlage für die kraftbasierten Verfahren sind die Antwortspektren. Der erste Schritt ist die Untersuchung der Erdbebeneinwirkung auf den Einmassenschwinger mit verschiedenen Eigenfrequenzen und Eigenschwingzeiten. Werden für all diese Schwinger die Größtwerte von Auslenkung, Beschleunigung und Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Schwingzeit angegeben, erhält man das sogenannte Antwortspektrum für die jeweiligen Einmassenschwinger und Anregung.

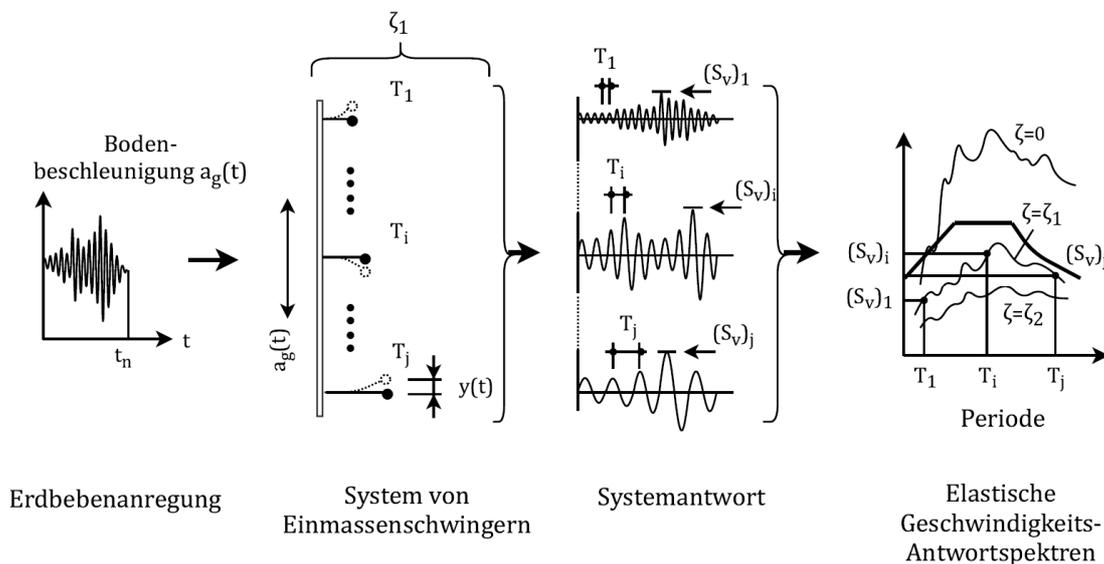


Abbildung 2: Ermittlung der Antwortspektren (nach [13])

Stehen Antwortspektren von einer genügenden Anzahl von Erdbebenverläufen zur Verfügung, kann unter Berücksichtigung statischer Überlegungen eine geglättete umhüllende Kurve bestimmt werden. Damit werden die ungünstigsten Antworten aller Einmassenschwinger bekannt. Außerdem können mit dieser umhüllenden Kurve die unrealistisch großen Werte, die aus kleinen Schwingzeiten resultieren, ausgeschlossen werden. (vgl. [5], [7], [13]) Diese Vorgehensweise ist in der Abbildung 2 dargestellt.

2.2 Antwortspektren nach EN 1998-1

In der Normenreihe EN 1998 wird die Erdbebenbeschleunigung an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche durch ein elastisches Antwortspektrum der Bodenbeschleunigung dargestellt (vgl. [1] Kap. 3.2.2.1 (1)). Es wird zwischen horizontalen und vertikalen Antwortspektren unterschieden, in horizontaler Richtung werden zwei orthogonale Komponenten angesetzt die obgleich

voneinander unabhängig, aber zum gleichen Antwortspektrum gehörig betrachtet werden. Für die Standsicherheitsbegrenzung und Schadensbegrenzungsbedingung wird das elastische Antwortspektrum als gleich angenommen.

2.3 Horizontales elastisches Antwortspektrum

Die Form des elastischen Antwortspektrums wird in der Norm durch die Werte der Schwingungsdauer, nämlich T_B , T_C und T_D definiert. Zwischen dem Anfangswert von Periode $T = 0$ und den oben genannten Werten wird die Kurve mittels in den Normen definierten Werten interpoliert. Die Werte der Schwingungsdauer und des Bodenparameters hängen von der Baugrundklasse ab, worauf das Gebäude gebaut wird. Der wichtigste Eingangswert, nämlich die Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} kann aus den jeweiligen Nationalen Anwendungsdokumenten entnommen werden ([10]). Um aus der Referenzbodenbeschleunigung, die Bemessungs-Bodenbeschleunigung zu erhalten wird a_{gR} mit dem sogenannten Bedeutungsbeiwert γ_I multipliziert. Hochbauten werden in vier Kategorien unterteilt, abhängig von den sozialen und wirtschaftlichen Folgen eines Einsturzes. (nach [1]) (Formeln (2), (3), (4), (5) nach [1] Abschnitt 3.2.2.2)

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

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3)$$

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

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

mit:

$S_e(T)$	Ordinate des elastischen Antwortspektrums
T	Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers
a_g	Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
T_B	Untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
T_C	Obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
T_D	Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert
S	Bodenparameter
η	Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5% viskose Dämpfung

Tab. 1: Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte (nach [1])

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z.B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.	1,2
IV	Bauwerke deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.	1,4

Der nächste Einflussparameter auf die Form des Antwortspektrums ist die Beschaffenheit des Baugrundes, dies erfolgt über den Bodenparameter S. Dieser Wert ist von der vorhandenen Baugrundklasse abhängig.

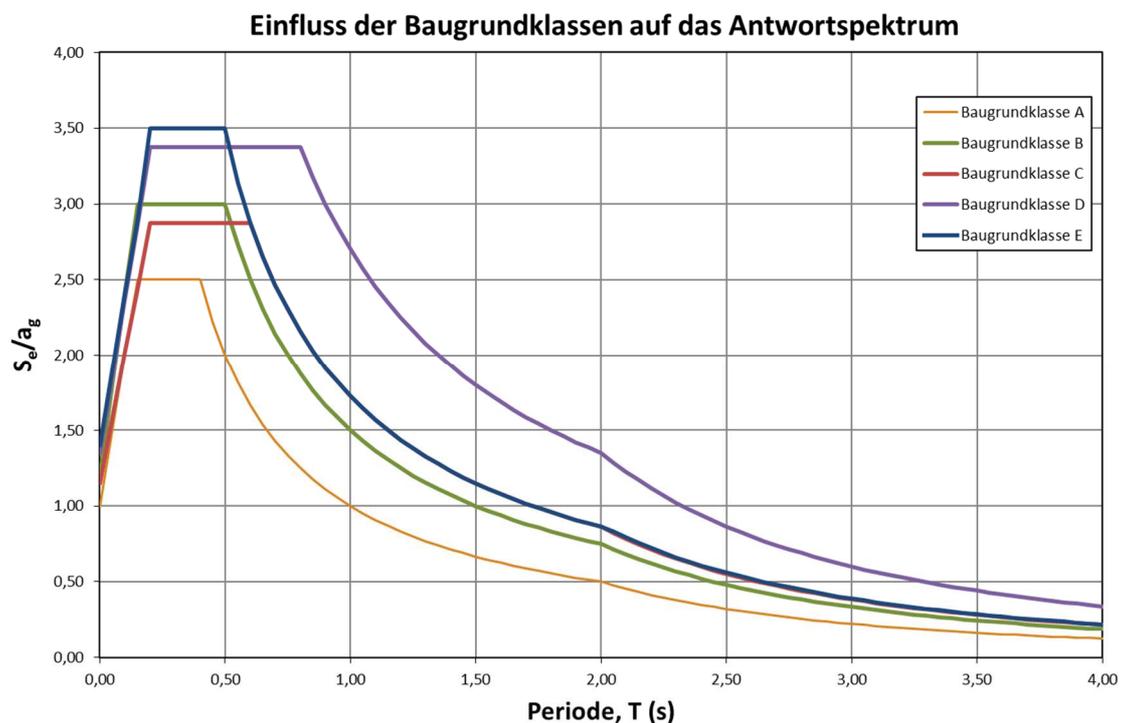


Abbildung 3: Einfluss der Baugrundklasse auf die Form des Antwortspektrums (nach [1])

Aus der Abbildung drei können viele wichtige Erkenntnisse gewonnen werden: Die Baugrundklassen werden in fünf Unterkategorien eingeteilt. Mit Baugrundklasse A als felsähnlicher Boden

bis zu ganz schlechten, kohäsionslosen Böden. Es ist erkennbar, dass bei allen Baugrundklassen die Maximalwerte der Beschleunigungen immer bei Schwingzeiten (Perioden) unter $T < 0,8$ s liegen. Weiterhin, dass bei härteren Böden (Baugrundklasse A) es zu viel niedrigeren Spitzenwerten der Beschleunigung kommt, als bei weicheren Böden (Baugrundklasse E). Generell ist bei den Spitzenwerten erkennbar, dass bei schlechterem Baugrund ein längerer Plateaubereich zu erwarten ist, was auch leicht begründbar ist, da es bei weicheren Böden zu längeren Schwingzeiten kommt.

2.4 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren, auch Ersatzkraftverfahren genannt, beruht auf einem linear elastischen Tragwerksmodell. Die dynamische Erdbebeneinwirkung wird mit einer horizontalen Gesamtlast ersetzt, die über die einzelnen Geschoße aufgeteilt wird. Diese Ersatzlast soll eine Beanspruchung erzeugen, die im Falle von einem Erdbeben maximal entstehen kann und soll aus der Näherung der Grundfrequenz aus einem Norm-Antwortspektrum ermittelt werden. Zur Vereinfachung werden dabei die Einflüsse der höheren Schwingungsformen vernachlässigt. Bei der Verteilung der Ersatzkräfte wird meistens die erste Eigenform linear approximiert. Das nichtlineare Tragverhalten wird mithilfe von dem Verhaltensbeiwert berücksichtigt. Diese Methode wird trotz ihren Einschränkungen weiterhin angewendet, da sie die einzige Methode ist, die mit relativ wenig Aufwand sogar händisch berechnet werden kann. (vgl. [11], [12])

Durch diese groben Vereinfachungen und Schätzungen hat diese Methode den niedrigsten Grad der Genauigkeit, die Belastungen werden überschätzt, oder bei großen Steifigkeitsunterschieden falsch eingeschätzt. Daher sollte diese Methode in den meisten Fällen nur als eine erstmalige Abschätzung der Belastung dienen. (vgl. [11], [12])

2.4.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren in der EN 1998-1

Um mit diesen Abschätzungen die erforderliche Genauigkeit zu erreichen und die vereinfachte Antwortspektrummethode anwenden zu dürfen, müssen laut EN 1998-1 Abschnitt 4.3.3.2 ([1]) zwei Bedingungen erfüllt werden:

- 1) Die Tragwerksantwort darf nicht wesentlich von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform beeinflusst werden, in keiner der beiden Hauptrichtungen. [1]
- 2) Die Anforderung wird als erfüllt angesehen, wenn die folgenden Regeln erfüllt werden
 - Grundriss und Aufriss erfüllen die Kriterien der Regelmäßigkeit, das heißt, dass die horizontalen Aussteifungssysteme wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen

ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes verlaufen müssen. oder wenn Rücksprünge vorhanden sind, diese bis zur Oberkante des entsprechenden Gebäudeteils verlaufen. [1][3]

- Da Steifigkeitsunterschiede im Gebäude einen hohen Einfluss haben, muss sowohl die Horizontalsteifigkeit, als auch die Masse der einzelnen Geschosse konstant sein oder allmählich ohne sprunghafte Änderungen vom Fundament bis zur Spitze eines Gebäudes abnehmen. [1][3]
- Die Eigenschwingungsdauer T_1 muss für beide Hauptrichtungen kleiner sein als die folgenden Werte: (nach [1], Abschnitt 4.3.3.2.1)

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (6)$$

Mit T_C als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung. (Plateauwert des Antwortspektrums)

Diese Bedingung stellt sicher, dass die erste Eigenschwingungsdauer nicht einen zu großen Wert annimmt, was zu einer Unterschätzung führen würde, da eine höhere Schwingungsdauer niedrigere Spektralbeschleunigungen zur Folge hat.

Wenn diese Bedingungen erfüllt werden, kann die Gesamterdbebenkraft aus dem Produkt der Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Grundperiode T_1 mit der Gesamtmasse des Bauwerks ermittelt werden. (nach [1], Abschnitt 4.3.3.2.2)

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (7)$$

mit:

λ als Korrekturbeiwert, mit: $\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ und das Bauwerk mehr als 2 Stockwerke hat, sonst $\lambda = 1,0$.

λ als Beiwert berücksichtigt die Tatsache, dass bei Gebäuden mit mindestens drei Stockwerken und Verschiebungsfreiheitsgraden in jeder horizontalen Richtung die effektive modale Masse der Grundeigenform durchschnittlich um 15 % kleiner ist, als die gesamte Gebäudemasse. [1]

$S_d(T_1)$ als Ordinate des elastischen Antwortspektrums

m Gesamtmasse des Bauwerks oberhalb der Gründung, oder über der Oberkante eines starren Kellergeschoßes in der betrachteten Richtung. Die Gesamtmasse wird berechnet mit der folgenden Formel vom Abschnitt 3.2.4 der EN 1998-1

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8)$$

Mit:

$\psi_{E,i}$ als Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i

Die Ermittlung der Eigenschwingungsdauer ist der wichtigste Teil des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens, da die Spektralbeschleunigung von diesem Wert abhängig ist. Laut EN 1998-1 ([1] Abschnitt 4.3.3.2.2) dürfen mehrere Methoden mit verschiedenen Einschränkungen benutzt werden.

Erste Methode ist die Rayleigh Methode (vgl. [7], [15]):

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot u_i^2}{\sum_{i=1}^n F_{d,i} \cdot u_i}} \quad (9)$$

mit:

$F_{d,i}$ als angenommene horizontale Einwirkung in den jeweiligen Geschoßen

m_i als Stockwerkmasse des Geschosses i

u_i als die horizontale Verformung im Geschoss i infolge $F_{d,i}$

Da im linearen Bereich die Schwingzeit nicht von dem Schwingungsaufschlag abhängt, darf man die Kräfte für die horizontale Einwirkung auf das Tragwerk beliebig wählen, insofern die Auslenkung an den einzelnen Geschossen dem angenommenen Kräftesystem entsprechen. (vgl. [7], [15])

Alternativ kann bei Hochbauten bis zu einer Höhe von 40 m die folgende Formel benutzt werden:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (10)$$

mit:

C_t 0,085 für biegesteife räumliche Stahlrahmen, 0,075 für biegesteife räumliche Stahlbeton Rahmen und für ausmittig ausgesteifte Stahlrahmen und 0,050 für alle anderen Tragwerke.

H gleich die Bauwerkshöhe in m, ab Fundamentoberkante oder Oberkante eines starren Kellergeschoßes

Bei Hochbauten mit Schubwänden aus Beton oder Mauerwerk darf der Wert C_t folgendermaßen in Rechnung genommen werden:

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_C} \quad (11)$$

mit:

A_C als gesamte wirksame Fläche der Schubwände im Erdgeschoss des Gebäudes, in m^2 .

Weiterhin darf man T_1 auch mit der folgenden Formel berechnen:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (12)$$

mit:

d als die horizontale elastische Verschiebung der Gebäudespitze, die aus der Belastung des Tragwerks mit den in horizontaler Richtung angreifenden gedachten Gewichtslasten resultiert

Die Verteilung der Gesamterdbebenkraft erfolgt affin zur ersten Eigenform oder vereinfacht linear über die Bauwerkshöhe. Die Einzelkräfte werden jeweils auf Höhe der Geschoßdecken angesetzt. (vgl. [2]) Für die Bestimmung der Geschoßkräfte wird die folgende Formel eingesetzt:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (13)$$

mit:

F_i als die in der Deckenebene des Geschoßes i angreifende horizontale Erdbebenlast

s_i, s_j als Verschiebungen der Massen m_i, m_j in der Grundeigenform

m_i, m_j als Stockwerksmassen

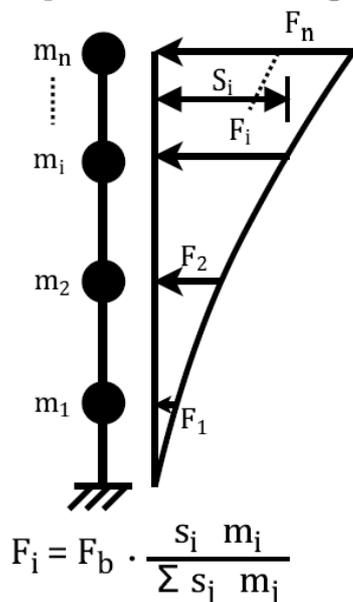
Wenn die Grundeigenform durch linear zunehmende Horizontalverschiebung angenähert wird, können die Horizontalkräfte F_i mit folgendem Ausdruck bestimmt werden:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (14)$$

mit:

z_i, z_j die Höhe in der die Massen m_i, m_j angreifen (gemessen von der Fundamentoberkante oder Oberkante eines starren Kellergeschoßes)

Entsprechend der 1. Eigenform



Linear über die Höhe

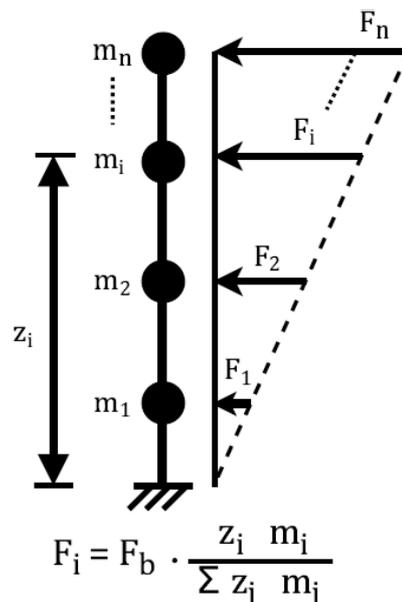


Abbildung 4: Verteilung der Gesamterdbebenkraft F_b über die Bauwerkshöhe (nach [2])

2.5 Äquivalente statische Methode (Ersatzkraftverfahren) laut iranischer Erdbebennorm

Die horizontale statische Ersatzkraft kann laut Iranian National Standard No. 2800 ([24]) folgendermaßen berechnet werden.

2.5.1 Base shear oder horizontale seismische Einwirkung

Der Mindestbelastungswert für die horizontale seismische Einwirkung ergibt sich aus der modalen Masse des Gebäudes einschließlich Eigengewicht, überlagerte Eigenlasten und zwanzig Prozent der betrachteten Nutzlast sowie ein seismischer Koeffizient basierend auf einer empirischen natürlichen Periode. Für die weitere seismische Analyse wird die obere Kante des Fundaments in Level -01 als Referenzhöhe verwendet. (nach [24] Abschnitt 3-3-1)

$$V_u = CW \quad (15)$$

mit:

V_u	Scherkraft im Grundniveau
W	Gesamte modale Masse
C	Seismischer Koeffizient

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (16)$$

mit:

A	Grundbeschleunigungsverhältnis
B	Antwortspektrenfaktor
I	Bedeutungsbeiwert
R_u	Verhaltensbeiwert

$$V_{u \min} = 0,12AIW \quad (17)$$

2.6 Vergleich der beiden Verfahren

Das Prinzip für die Berechnung der beiden Verfahren ist gleich. In beiden Fällen wird die modale Masse als die Masse des Bauwerks oberhalb der Gründung oder eines starren Kellergeschosses mit 20 % nach iranischer Norm (Tab. 3-1 Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Buildings, (Standard No. 2800 4th Edition) [24]) der Nutzlasten berücksichtigt. Der Beschleunigungswert ergibt sich aus der Bodenbeschleunigung, in der EN 1998-1 mit einem Beschleunigungswert für einen gegebenen Standort und in der iranischen Norm mit dem Grundbeschleunigungsverhältnis, dem Zahlenwert, der das Verhältnis der Fallbeschleunigung zu der Bodenbeschleunigung ausdrückt. Im Eurocode gibt es den Korrekturbeiwert ($\lambda = 0,85$), der in der iranischen Norm nicht berücksichtigt wird.

Interessant ist weiterhin, dass der Wert des minimalen Base-shears in der iranischen Norm, den minimalen Wert für die Scherkraft im Grundniveau repräsentiert. Das heißt, dass auch bei der modalen Analyse, wenn die Scherkraft unter diesem Wert liegt, muss die Scherkraft für das ganze Tragwerk erhöht werden.

2.7 Modale Antwortspektrumverfahren

2.7.1 Grundlagen

Das Antwortspektrumverfahren kann als eine Weiterentwicklung der Ersatzkraftverfahren gesehen werden, ist ein linear dynamisches Verfahren, das zur Bestimmung der maximalen Tragwerksantwort während einer Erdbebenanregung dient. Wird bei der Antwortspektrummethode ein Einmassenschwinger betrachtet, entsteht die maximale Antwort des Schwingers durch die Be-

rechnung der Eigenfrequenz, womit anschließend die entsprechende Spektralwert aus dem Antwortspektrum abgelesen werden kann. Da allerdings in der Praxis alle Bauwerke mehrere Freiheitsgrade haben, ist es notwendig eine modale Analyse durchzuführen um die Gesamtantwort des Tragwerks zu ermitteln und die Antwort für alle benötigten Eigenformen zu ermitteln.

2.7.2 Modale Analyse

Die Annahme ist, dass jedes Gebäude einen Mehrmassenschwinger darstellt, der durch eine Variablentransformation in eine Reihe von entkoppelten Einmassenschwingern zerlegt werden kann. Für jeden Einmassenschwinger wird eine Eigenform ermittelt, die den Eigenschwingungsformen des Mehrmassenschwingers entsprechen. Mit Hilfe eines Antwortspektrums kann die maximale Antwort dieser Einmassenschwinger bestimmt werden. Da der Einfluss von höheren Schwingungsformen meistens gering ist, ist es laut Norm EN 1998-1 [1] erlaubt die Einmassenschwinger zu vernachlässigen sobald 90 % aller Massen aktiviert sind. In Finite-Elementen Programme wird eine Ersatzlast pro Eigenform, Richtung und Element definiert. Diese Ersatzlasten werden aufsummiert, um den oberen Grenzwert für die Antwort des Gesamtsystems zu erhalten.

2.7.3 Überlagerung der Einwirkungen

Um die maximale Antwort eines Gesamtsystems zu bestimmen, werden verschiedene Überlagerungsregeln verwendet. Der exakte Wert der Maximalantwort ist nicht berechenbar, da der Zeitpunkt, in dem die Maximalwerte auftreten in den einzelnen Schwingungsformen unbekannt ist. Die einfachste Überlagerungsregel besteht darin, die Summe der absoluten Beiträge der Maximalwerte der einzelnen Eigenschwingungsformen zu bilden. Dieses Verfahren wird ABSSUM (Absolute Sum) genannt und bildet den absoluten Maximalwert, da die Wahrscheinlichkeit, dass die maximalen Antworten der Einmassenschwinger zum gleichen Zeitpunkt auftreten, sehr gering ist. Deswegen ist diese Methode in den meisten Fällen zu konservativ: [14]

In der Praxis wird meist, die auch in der Norm beschriebene SRSS Methode (Square Root of the Sum of the Squares) im deutschen „Quadratwurzel der Summe der Quadrate“ benutzt. Da kein genauer Größtwert ermittelt werden kann, gibt dieses Verfahren den wahrscheinlichen Größtwert an. Bei Systemen die nahe zusammenliegende Eigenformen haben, kann der Maximalwert unterschätzt werden. Dies ergibt sich in den meisten Fällen bei unsymmetrischen Tragwerken mit kleiner Ausmitte, sowie in Tragwerken wo eine Sekundärstruktur ins dynamische System des Haupttragwerks hineingenommen wird, was zu zusätzlichen Freiheitsgrades führt.

Die SRSS Methode:

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (18)$$

Wo N der Gesamtwert einer beliebigen Schnitt- oder Verschiebungsgröße und N_i deren Anteil entsprechend der Eigenform i ermittelt nach dem Antwortspektrumverfahren ist.

Der große Nachteil dieser Verfahren ist, dass das Vorzeichen und damit die Richtung der Verformungen verloren geht, was für Bauwerke mit großer Belastung nachteilig sein kann. (vgl. [7], [14], [1])

Die andere in der EN 1998-1 vorgeschlagene Methode ist die Vollständige Quadratische Kombination, auch CQC (Complete Quadratic Combination) Methode genannt. Hier werden die Gesamtschnittgröße bzw. die Gesamtverschiebungsgröße N unter Einbeziehung aller Kombinationen von i und j und deren Gewichtung berechnet. Der Wert q_{ij} , Wechselwirkungsfaktor genannt ist abhängig von den modalen Dämpfungsmaßen der Schwingungsformen i und j und dem Verhältnis der Eigenfrequenzen $r = \omega_j/\omega_i$. [7] Dieses Verfahren hat den Vorteil, dass die nah beieinander liegenden Frequenzen nahezu komplett überlagert werden und dadurch nicht unterschätzt werden.

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n N_i q_{ij} N_j} \quad (19)$$

Wie bei dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren wird bei der modalen Analyse ein lineares Tragwerksverhalten erlaubt und wird das nichtlineare Materialverhalten nur approximativ mit dem Verhaltensbeiwert berücksichtigt. Der Verhaltensbeiwert kann aber für die einzelnen Schwingungsformen unterschiedlich sein. (vgl. [11] [12])

2.8 Nichtlineare Berechnungsverfahren

Während bei den bis jetzt beschriebenen linearen Verfahren das inelastische Materialverhalten nur pauschal mit dem sogenannten Verhaltensbeiwert berücksichtigt wurde, haben die nichtlinearen Verfahren den großen Vorteil, dass das nichtlineare Materialverhalten direkt in einberechnet werden kann. Die Nichtlinearität zeigt sich schon bei relativ geringen Beanspruchungen und kann zur starken Abnahme der Steifigkeit führen durch die Entstehung von Rissen bei Stahlbetonkonstruktionen. Der wirkliche Vorteil einer nichtlinearen Berechnung bei Erdbeben zeigt sich aber

durch die Verfolgung der Schädigungsevolution, die infolge von langen Erdbeben mit vielen Lastzyklen zu einer starken Abminderung der Steifigkeit und Festigkeit führen. (vgl. [2])

2.9 Nichtlineare statische Methode

2.9.1 Pushover Berechnung

Diese Methode ist im Gegensatz zu den bisher beschriebenen kraftbasierten Verfahren – der vereinfachten Antwortspektrummethode und der modalen Antwortspektrummethode – ein sogenanntes Verformungsbasiertes Verfahren. Die nichtlineare statische Methode hat den großen Vorteil, dass es zu einer genaueren Abschätzung der inelastischen Tragwerksantwort führt, durch die Berücksichtigung der nichtlinearen Umlagerungseffekte, wie die Bildung von Fließgelenken, sie benötigt aber einen viel geringeren Aufwand wie die komplexe nichtlineare Zeitverlaufsmethode. [2]

Die Grundlage für die Bemessung ist die sogenannte Kapazitätskurve, was die Fähigkeit eines Tragwerkes ausdrückt, der Erdbebenbeanspruchung standzuhalten. Diese Last-Verformungskurve wird unter monoton wachsenden Horizontallasten und konstant gehaltenen Vertikallasten erstellt.

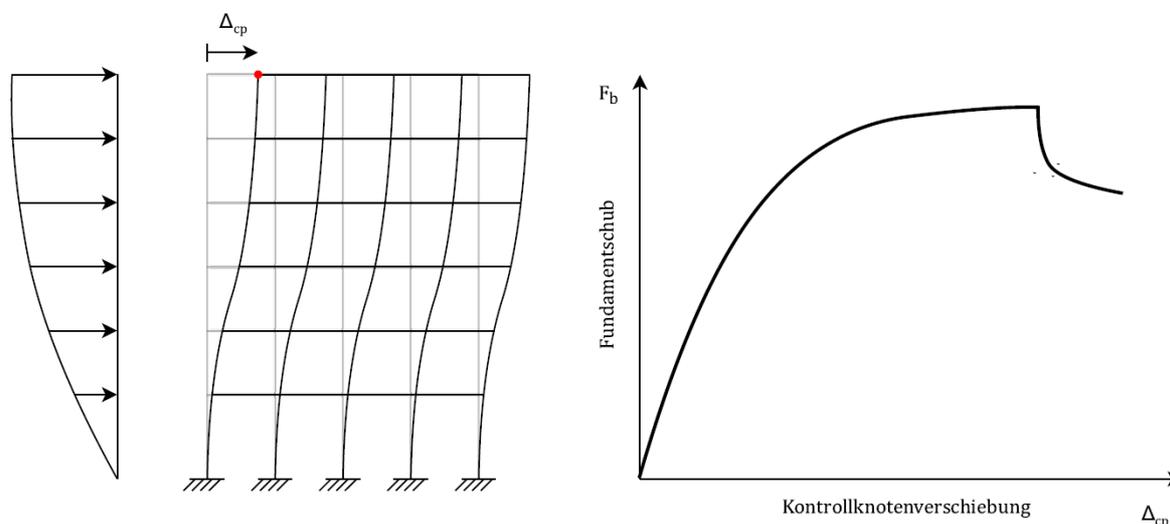


Abbildung 5: Ermittlung der Kapazitätskurve (nach [2])

Bei der Ermittlung der Kapazitätskurve können grundsätzlich zwei Wege genommen werden, Kraft- oder Verschiebungsgesteuerte Analyse. Bei der Kraftgesteuerten Methode muss zuerst das seitliche Lastbild definiert werden. Die Wahl des Lastbilds ist deswegen wichtig, weil es die Trägheitskräfte, die das Tragwerk im Falle von einem Erdbeben erfährt, so genau wie möglich repräsentieren soll. In den meisten Fällen wird ein Lastbild proportional zur grundlegenden Eigenform

des Tragwerks genommen, es kann jedoch auch jede andere sinnvolle Verschiebungsform genommen werden, wie z.B.: eine konstante oder lineare Verteilung der Kräfte. Bei der Verschiebungsgesteuerten Analyse wird eine Zwangsverschiebung definiert und erhöht, hier wird wie auch bei der Kraftgesteuerten Analyse meistens ein Verformungsbild analog zur ersten Eigenform genommen. [26] In der Eurocode EN 1998-1 demgegenüber sind zwei Verteilungen geregelt:

- Eine Verteilung mit Horizontalkräften proportional zu den Massen und unabhängig von der Höhenlage (gleichmäßige Beschleunigungsantwort)
- Eine sogenannte „modale“ Verteilung die aus den linearen Berechnungen ermittelt wird [1]

Die Kapazität des Tragwerks ist grundsätzlich die maximale Kraft gehörend zu der maximalen Verformung, die ein Tragwerk infolge einer Serie von Erdbebenerregungen mit zunehmender Intensität aufweisen könnte. Diese Last-Verformungskurve stellt die Dachverschiebung, auch Kontrollknotenverschiebung genannt als Funktion des Fundamentschubs (Base shear im englischen) dar. Dies beruht auf der Annahme, dass die Einhüllende aller Maximalkräfte und ihrer zugehörigen Verschiebungen ähnlich einer Kapazitätskurve ist, die man durch die Aufzeichnung der Erhöhung der Trägheitskräfte und die zugehörigen Verschiebungen erhält. (vgl. [2]; [20])

Bei der Ermittlung der Kapazitätskurve für ein räumliches Tragwerk können Vereinfachungen vorgenommen werden. Die Kurve in einer Belastungsrichtung kann durch die Addierung der einzelnen bestimmten Kurven der aussteifenden Elemente (biegesteife Rahmen, Wandscheiben aus Stahlbeton oder Mauerwerk) in der jeweiligen Richtung ermittelt werden. [2]

2.9.2 Kapazitätsspektrum-Methode

Die Kapazitätsspektrum-Methode ist die meist verbreitete Methode unter den mit verschiedenen Verformung- oder Kraftbasierten nichtlinearen statischen Pushover-Analysen. Die Methode wurde von Freeman et al. in 1975 entwickelt im Rahmen einer Untersuchung von Militärgebäuden für seismische Vulnerabilität und wurde zuerst in den USA, in der ATC-40 als Methode für Tragwerksanalyse anerkannt. Die ATC-40 (Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings) bildet auch den theoretischen Hintergrund für die in der EN 1998-1 Anhang B beschriebene Methode. (vgl. [2]; [20]; [21])

Bei der Methode wird die seismische Beanspruchung in Form von einem Antwortspektrum, wie auch die Kapazität in Form einer inelastischen statischen Last-Verformungskurve in einem gemeinsamen Spektralverschiebung-Spektralbeschleunigungs-diagramm dargestellt. Der Schnittpunkt der beiden Kurven (Performance Point) gibt die maximale Spektralverschiebung des Kontrollknotens des Gebäudes an. Dieser Schnittpunkt, falls es einen gibt, bestätigt, dass die Bauwerkskapazität für die vorhandene Beanspruchung ausreicht.

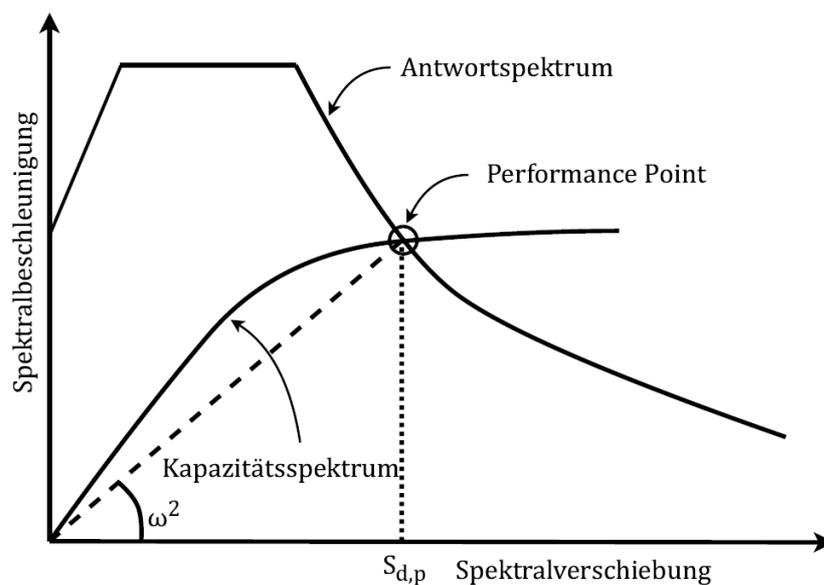


Abbildung 6: Überlagerung von Antwort- und Kapazitätsspektrum (nach [2])

2.10 Nichtlineare dynamische Berechnungsmethode

Die Zeitverlaufsmethode (auch Time History Analysis genannt) ist die umfassendste Methode zur Untersuchung von seismisch beanspruchten Tragwerken. Es werden gemessene oder künstlich generierte Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung berücksichtigt. Um die Antwortschwingungen des Systems in den einzelnen Freiheitsgraden zu ermitteln, werden die Bewegungsdifferentialgleichungen direkt integriert. Da diese einzelnen Verschiebungen nicht im gleichen Zeitpunkt auftreten, müssen die Zeitverläufe gesondert berechnet werden. Die Antwort des Tragwerks ist stark von der Charakteristik des Zeitverlaufes abhängig, deswegen muss man, um ausgeglichene Ergebnisse zu erhalten, mehrere Zeitverläufe berücksichtigen. In den meisten Normen und Regelwerken ist es empfohlen ein Minimum von 3 Zeitverläufe zu verwenden. (vgl. [1]; [24])

Es können zwei verschiedene Wege genommen werden: lineare Berechnungen und nichtlineare Berechnungen. Bei einer linearen Berechnung werden die Verschiebungsgrößen Linearkombination der Eigenformen ermitteln. Dies wird auch modale Zeitverlaufsmethode (Time History Modal Analysis in Englisch) genannt. Wie beim modalen Antwortspektrumverfahren erhält man den Gesamtverlauf durch die Überlagerung der einzelnen modalen Antworten. (vgl. [2]; [7]; [15])

Dadurch, dass die Antworten der Bauwerke, vor allen in Gebieten mit hoher Erdbebenbelastung meistens über den linearen Bereich herausragen, muss man oft die nichtlinearen Verformungen auch berücksichtigen um realistische Ergebnisse zu erzielen. Nichtlinear dynamische Untersuchungen sind in der Regel sehr aufwendig, deshalb können sie in den meisten Fällen nur auf ver-

einfache Tragwerksmodell verwendet werden. Bei einer nichtlinearen Berechnung muss eine sogenannte Step-by-Step Analysis verwendet werden, wobei eine direkte Integration der Matrixdifferenzialgleichungen vorgenommen wird, während die Systemeigenschaften schrittweise geändert werden. (vgl. [2]; [7]; [15])

Bei der Berechnung nach der Zeitverlaufsmethode ist eine weitere Herausforderung, dass, wenn man einen bestimmten Zeitverlauf betrachtet, dieser die relevanten Schnittgrößen und Verformungen von einem bestimmten Erdbeben wiederhergeben kann. Dadurch wird aber die Tragwerksantwort bei einem zukünftigen Erdbeben nicht genügend genau beschrieben. In den meisten Fällen stehen aber nicht genügend viele Beschleunigungszeitverläufe zum gegebenen Standort mit der entsprechenden Magnitude, Herdentfernung und Geologischen Gegebenheiten zur Verfügung. Deswegen müssen bei der Zeitverlaufsanalyse künstliche Beschleunigungszeitverläufe generiert werden um eine genügende Anzahl von Verläufen für ein genügend genaues Ergebnis zu erhalten. Über die Generierung der künstlichen Zeitverläufe wird im Kapitel 8.5.3 ausführlicher geschrieben. (vgl. [2]; [7]; [15])

2.11 Vergleich der Berechnungsverfahren

Tab. 2: Vergleich der wesentlichen Merkmale der Berechnungsverfahren (nach [11])

	Ersatzkraftverfahren	Antwortspektrenverfahren	Nichtlineare statische Berechnung	Nichtlineare dynamische Berechnung
Dynamisches Modell	linearer Einmassenschwinger	linearer Mehrmassenschwinger	nichtlinearer Einmassenschwinger	nichtlinearer Mehrmassenschwinger
Geometrisches Modell	zweidimensional	zwei- oder dreidimensional	zweidimensional	zwei- oder dreidimensional
Materialmodell	linear	linear	nichtlinear	nichtlinear
Dämpfungsmodell	viskos	viskos	viskos	viskos und hysteretisch
Berücksichtigte Eigenschwingungsformen	nur Grundschwingungsform	Grund- und höhere Eigenschwingungsformen	nur Grundschwingungsform	nicht relevant
Berücksichtigung der Torsion	Vergrößerungsfaktor	linear	Vergrößerungsfaktor	nichtlinear
Berücksichtigung von Materialnichtlinearität	pauschaler Reduktionsfaktor	pauschaler Reduktionsfaktor	nichtlineares Materialmodell	nichtlineares Materialmodell
Erdbebenanregung	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Zeitverlauf
Resultatgrößen	Schnittkräfte und Verformungen	Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf; Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf; Schnittkräfte und Verformungen
Begrenzung des Einsatzbereiches	regelmäßige Bauwerke	alle Bauwerke	Grundschwingungsform dominierend	alle Bauwerke
Typische Anwendungen	Bemessung	Bemessung	Nachrechnung bestehender Bauwerke	Nachweis von bedeutenden Bauwerken; Nachrechnung von Versuchen
Berechnungsaufwand	klein	mittel	groß	sehr groß

Diese vier Berechnungsverfahren können in zwei Gruppen unterteilt werden: Kraftbasierte Verfahren und Verformungsbasierte Verfahren.

3 Bemessungsmethoden

3.1 Kraftbasierte Bemessung

Hier werden die Erdbebenkräfte mit dem Ersatzkraftverfahren oder dem Antwortspektrumverfahren simuliert. Aus diesen Berechnungen mit elastischen Steifigkeiten werden die Schnittkräfte ermittelt. Um dem nichtlinearen Materialverhalten des Tragwerks Rechnung zu tragen, werden die mit elastischen Verfahren ermittelten Schnittkräfte mit dem Verhaltensbeiwert dividiert. Dieses Vorgehen basiert auf zwei Prinzipien abhängig von den Eigenperioden des Tragwerks, nämlich dem Prinzip der gleichen Arbeit und dem Prinzip der gleichen Verschiebungen. Das Prinzip der gleichen Verschiebungen besagt, dass die Verschiebung des elastischen Systems gleich ist, wie die Verschiebung des elasto-plastischen Systems. Diese zwei Prinzipien werden im Kapitel 4.2.2 näher betrachtet und in der Abbildung 7 dargestellt.

Die Bemessung erfolgt dann dadurch, dass die erforderliche Querschnittsabmessung und Bewehrung für die Schnittkräfte ermittelt werden und kontrolliert wird ob die Stockwerksverschiebungen zwischen den tolerierbaren Grenzen bleiben. Großer Vorteil dieser Verfahren ist, dass die Vorgehensweise gleich ist, wie für die klassischen Einwirkungen auf ein Tragwerk nämlich Eigengewicht, Nutzlasten, Schnee und Windlasten, dadurch wird die Ermittlung einer umhüllenden Kurve leichter. (vgl. [2]; [7])

3.2 Verformungsbasierte Bemessung

Bei der verformungsbasierten Bemessung wird eine aus der Erdbebeneinwirkung durch ein Verschiebungs-Antwortspektrum ermittelte Verformung definiert und die daraus resultierenden Kräfte berechnet. Dadurch wird die maximale Verformung, die aus den Erdbebenerregten Bauwerksschwingungen des Tragwerks entsteht, die Grundlage für die Bemessung. Bei einem duktilen Tragwerk, wenn der Tragwiderstand erreicht wird, bleiben die Schnittgrößen für einen relativ großen Verformungsbereich gleich, dadurch ist die Fokussierung auf den Verschiebungszustand des Gebäudes vorteilhaft. Die Pushover Berechnung zählt zu den Verformungsbasierten Verfahren. (vgl. [2]; [7])

4 Besondere Regeln für Stahlbeton Wandscheiben, Bemessung von Aussteifungssystemen in Erdbebenzonen mit Duktilitätsklasse Hoch (DCH) nach EN 1998-1 mit Fokus auf Wandscheiben

In diesem Kapitel werden über die zu beachtenden Regeln und Empfehlungen des EN 1998-1 Abschnitt 5 ([1]) für Bauwerke, die in einer Erdbebenzone mit Duktilitätsklasse Hoch erbaut werden vorgestellt.

4.1 Wichtige Begriffe für Tragwerke mit duktilen Wänden (aus [1] Abschnitt 5.1.2)

Die folgenden Begriffe aus der EN 1998-1 Abschnitt 5.1.2 sind für die Bemessung einer duktilen Wandscheibe relevant:

- Kritischer Bereich: „Bereich eines primären seismischen Bauteils, in dem die ungünstigste Kombination von Schnittkräften (M, N, V, T) auftritt und in dem Fließgelenke entstehen können“ (aus [1] Abschnitt 5.1.2)
- Duktile Wand: „am Fuß eingespannte Wand, so dass keine gegenseitige Verdrehung zwischen dem Fußquerschnitt und dem Rest des Tragsystems auftritt, und die derart ausgelegt und durchkonstruiert ist, dass in ihr über Biegefließgelenke Energie in einem Bereich direkt über dem Wandfuß dissipiert wird, welcher frei ist von Öffnungen oder großen Durchbrüchen“ (ebd.)
- Gekoppelte Wand: „Bauteil, bestehend aus zwei oder mehreren Einzelwänden, die durch regelmäßig angeordnete, ausreichend duktile Balken („Koppelbalken“) miteinander verbunden sind. Sie muss in der Lage sein, die Summe der Biegemomente am Fußquerschnitt der Einzelwände um mindestens 25 % zu reduzieren, im Vergleich zu den getrennt (ohne Koppelbalken) wirkenden Wänden“ (ebd.)

4.2 Auslegungskonzepte

4.2.1 Energiedissipationskapazität und Duktilitätsklassen

Erdbebenwiderstandsfähige Betonbauten müssen so konstruiert werden, dass das Tragwerk eine ausreichende Energiedissipationsfähigkeit besitzt, ohne, dass dadurch die Globale Tragfähigkeit in horizontale und vertikale Richtungen stark abgemindert wird. Im Erdbebenfall muss eine ausreichende Tragfähigkeit aller Bauteile vorhanden sein, und die nichtlineare Verformungsfähigkeit in den kritischen Bereichen, muss der in den Berechnungen angenommenen Duktilität entsprechen. (vgl. [1])

Duktile Erdbebenwiderstandsfähige Bauwerke müssen derart bemessen werden, dass sie die Fähigkeit zur Energiedissipation und ein allgemein duktilen Verhalten besitzen. Duktilen Verhalten ist sichergestellt, wenn die Duktilität nicht nur auf einen Bereich des Gebäudes konzentriert ist, sondern so auf ein großes Volumen des Tragwerks verteilt ist, dass sich verschiedene Bauteile in verschiedenen Orten auf allen Stockwerken des Bauwerks duktil verhalten. Zu diesem Zweck sollten duktile Versagensformen (z. B. durch Biegung) mit ausreichender Zuverlässigkeit vor spröden Versagensformen (z. B. durch Schub) auftreten. (vgl. [1])

Besonderheiten der Erdbebenbeanspruchung sind (vgl. [14]):

- Beanspruchungen weit über den elastischen Bereich hinaus bis tief in den inelastischen Bereich
- Zyklische Beanspruchungen

Duktile Bauwerke nach EN 1998-1 können in zwei Klassen zugeordnet werden, nämlich DCM (ductility class medium; mittlere Duktilität) und DCH (ductility class high; hohe Duktilität), in Abhängigkeit der hysteretischen Energiekapazität. Im Rahmen dieser Diplomarbeit werden Tragwerke mit einer hohen Duktilität behandelt. Die in den nächsten Kapiteln beschriebenen Regeln sorgen dafür, dass das Tragwerk stabile Mechanismen mit starker hysteretischer Energiedissipation unter wiederholter zyklischer Beanspruchung entwickelt, ohne spröde zu versagen.

Die Duktilität des Gebäudes wird durch den Verhaltensbeiwert berücksichtigt.

4.2.2 Duktilität und Verhaltensbeiwerte

Definition des Verhaltensbeiwertes laut EN 1998-1 Abschnitt 1.5.2: „Beiwert, der bei der Bemessung zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet wird, um die nichtlineare Antwort eines Tragwerks in Abhängigkeit von Baustoff, Tragsystem und dem verwendeten Bemessungsverfahren Rechnung zu tragen.“ ([1]) Der Verhaltensbeiwert zeigt wie gut sich ein Tragwerk durch plastische Verformungen den durch Erdbebenanregung entstehenden Kräften ausweichen kann.

Duktilität nach [15] ist die Fähigkeit eines Bauwerkes oder Bauteils zur hoher Energiedissipation durch nichtlineares Verhalten mit großer Amplitude, ohne wesentlichen Abfall der Tragfähigkeit. Es können zwei Duktilitätsfaktoren unterschieden werden: Querschnittsduktilitätsfaktor und Systemduktilitätsfaktor.

Der Querschnittsduktilitätsfaktor - der die lokalen Effekte eines Tragwerks berücksichtigt - ist definiert durch (vgl. [15]):

$$\eta_Q = \frac{\chi_{\max}}{\chi_s} \quad (20)$$

mit:

χ_{\max} Maximum der auftretenden Krümmung
 χ_s Krümmung bei Fließbeginn

Bei $\chi_{\max} = \chi_u$ (χ_u = Krümmung bei Bruch) bekommt man die vorhandene Querschnittsduktilität, wenn χ_{\max} die bei der dynamischen Belastung auftretende maximale Krümmung ist, erhält man den erforderlichen Querschnittsduktilitätsfaktor.

Der Systemduktilitätsfaktor für globale Systemverformungen ergibt sich aus:

$$\eta_S = \frac{u_{\max}}{u_s} \quad (21)$$

mit:

u_{\max} Maximum der Auslenkung
 u_s Auslenkung bei Fließbeginn

Der Duktilitätsfaktor ergibt sich dadurch als das Verhältnis zwischen der maximalen Auslenkung und ihrem linearen Anteil. Wenn man für $u_{\max} = u_u$ (u_u = Auslenkung bei Bruch) einsetzt, so ergibt sich der vorhandene Duktilitätsfaktor. Für die Berechnung darf nur ein Duktilitätsfaktor verwendet werden, der kleiner als der vorhandene ist. (vgl. [15])

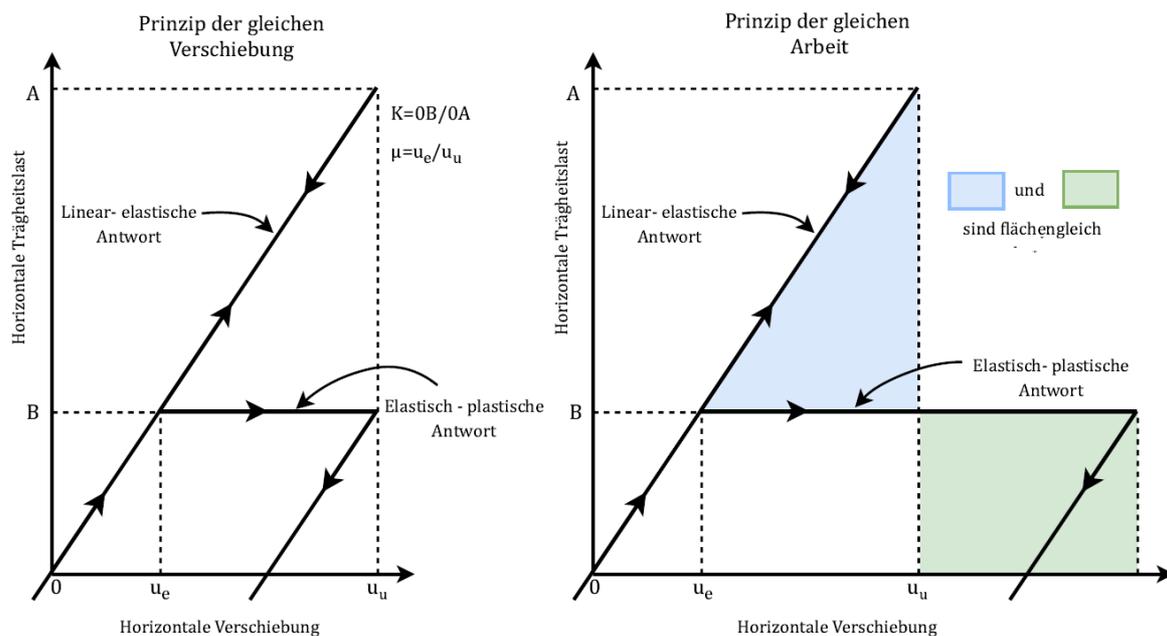


Abbildung 7: Zusammenhänge zwischen dem Duktilitätsfaktor und dem Verhaltensbeiwert (nach [15])

Wie man in der Abbildung 7 sehen kann, gibt es zwei verschiedene Herangehensweisen um den Zusammenhang zwischen Systemduktilität und Kraftreduktionsfaktor R_y zu erfassen:

- Prinzip der gleichen maximalen Verschiebungen im elastischen und elasto-plastischen System. Kommt bei größeren Schwingzeiten vor: $T > T_C$

$$\eta_s = R_y \quad (22)$$

- Prinzip der gleichen Arbeit: Gleichsetzung der Verformungsenergien des Elastischen und des elasto-plastischen Systems kommt bei mittleren Schwingzeiten von: $T_B < T < T_C$

$$R_y = \sqrt{2\eta_s - 1} \quad (23)$$

Bei Systemen mit Schwingzeiten kleiner als: $T < T_A$ kann keine Reduktion vorgenommen werden. (vgl. [14], [15])

Das inelastische Verhalten wird durch den Verhaltensbeiwert erfasst, wobei der Kraftreduktionsfaktor dem Verhaltensbeiwert entspricht $R_y = q$.

Es können auch Zusammenhänge zwischen Systemduktilität und Querschnittsduktilität erfasst werden, da aber diese Formeln im ingenieurmäßigen Alltag keine bedeutende Rolle spielen wird auf diese nicht näher eingegangen. Als Grundregel kann man aber feststellen, dass der

Querschnittsduktilitätsfaktor im Allgemeinen bedeutend größer sein muss als der angestrebte Systemduktilitätsfaktor. [14]

Tab. 3: Grundwert q_0 des Verhaltensbeiwertes für im Aufriss regelmäßige Tragwerke (nach [1])

Tragwerkstyp	DCM	DCH
Rahmensystem, Mischsystem, System mit gekoppelten Wänden	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Ungekoppeltes Wandsystem	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Torsionsweiches System (Kernsystem)	2,0	3,0
Umgekehrtes Pendel-System	1,5	2,0

mit:

- α_u Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung beim erstmaligen Erreichen der Biegefestigkeit irgendwo im Tragwerk, während alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant gehalten werden. Der Multiplikator α_u darf mit Hilfe einer nichtlinearen statischen (pushover) Berechnung bestimmt werden (aus [1] Abschnitt 5.2.2.2);
- α_1 Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung bei der Entstehung von plastischen Gelenken an genügend vielen Querschnitten, um ein globales Tragwerksversagen herbeizuführen, wobei alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant gehalten werden.(ebd.)
- Werte von α_u/α_1 für Wandsysteme oder Mischsysteme, bei denen Wände überwiegen
 - Wandsysteme mit nur zwei ungekoppelten Wänden je Horizontalrichtung:
 $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
 - Andere ungekoppelte Wandsysteme: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
 - Mischsysteme, bei denen Wände überwiegen, oder gekoppelte Wandsysteme:
 $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
 - Werte von α_u/α_1 , die größer sind als die in der Tabelle 3 angegebenen, sind zulässig, sofern sie durch eine nichtlineare statische (pushover) Berechnung auf Systemebene bestätigt werden. (vgl. [1] Abschnitt 5.2.2.2)
 - Der Beiwert k_w Berücksichtigung den Versagensart des Tragwerks. Bei Tragsystemen mit Wänden muss wie folgt angenommen werden (ebd.):

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ für Rahmensysteme und Mischsysteme, bei denen Rahmen Überwiegen} \\ \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1, \text{ aber nicht weniger als } 0,5 \text{ für Wandsysteme, Mischsysteme} \\ \text{bei denen Wände überwiegen, und torsionsweiche Systeme (Kernsysteme)} \end{array} \right\} \quad (24)$$

wo:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (25)$$

mit:

h_{wi} als höhe der Wand i ; und

l_{wi} als Länge des Querschnitts der Wand i

4.3 Auslegung der aussteifenden Wände für DCH

4.3.1 Geometrische Bedingungen und Baustoffe (vgl. [1] Abschnitt 5.5.1)

- Bei primären seismischen Bauteilen aus Beton ist nicht erlaubt eine Festigkeitsklasse geringer als C 20/25 zu verwenden. (ebd.)
- In kritischen Bereichen von primären seismischen Bauteilen müssen gerippte Stäbe der Klasse C aus der Tabelle C.1 von EN 1992-1-1:2004 verwendet werden. Darüber hinaus darf der obere charakteristische (95 %-Quantil) Wert der tatsächlichen Streckgrenze, $f_{yk,0,95}$ den Nominalwert um nicht mehr als 25 % überschreiten. (ebd.)

Primäre seismische Balken:

- Primäre seismische Balken müssen eine Mindestbreite von 200 mm haben.
- Das Höhe-Breite Verhältnis muss der Gleichung

$$\frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \text{ und } h/b \leq 3,5 \quad (26)$$

Erfüllen (vgl. [1]; [28]), mit:

l_{ot} die Länge des Druckgurts zwischen seitlichen Abstützungen;

h die Gesamthöhe des Trägers im mittleren Bereich von l_{ot} ;

b die Breite des Druckgurts.

- Die Ausmittigkeit zwischen der Balkenachse und der zugehörigen Stütze muss beschränkt werden, um eine wirksame Übertragung zyklischer Momente von einem primären seismischen Balken zu der Stütze zu erreichen. (vgl. [1])
- Der Abstand zwischen den Schwerpunkts-achsen beider Bauteile muss kleiner sein als $b_c/4$, wobei b_c die größte Querschnittsabmessung der Stütze senkrecht zur Balkenlängsachse ist. (vgl. [1])
- Die Breite b_w eines primären seismischen Balkens muss die folgende Gleichung erfüllen (vgl. [1]):

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (27)$$

mit h_w als Querschnittshöhe des Balkens

Duktile Wände:

- Die Regeln erstrecken sich auf einzelne primäre seismische Wände und auch auf einzelne Komponenten gekoppelter primärer seismischer Wände bei Beanspruchung in ihrer eigenen Ebene, mit voller Einspannung und Verankerung ihrer Unterkanten in ausreichende Untergeschosse oder Gründungen, so dass sich die Wand nicht verdrehen kann. Diesbezüglich sind Wände, die auf Platten oder Balken gelagert sind, nicht erlaubt (aus [1] Abschnitt 5.5.1.2.3)
- Die Dicke der Wandscheibe (b_{wo}) muss die folgende Gleichung erfüllen:

$$b_{wo} \geq \max\{0,15 \text{ m}, h_s/20\} \quad (28)$$

mit:

h_s als lichte Geschosshöhe

- Die Verteilung der Öffnungen in primären seismischen Wänden sollte möglichst regelmäßig angeordnet werden. (vgl. [1])

Koppelbauteile:

- (1) Das Aneinanderkoppeln von Wänden mittels Platten darf nicht berücksichtigt werden, weil es nicht wirksam ist. (aus [1])
- (2) Laut EN 1998-1 werden Koppelbalken als normale Balken bemessen, wenn einer der folgenden Bedingungen erfüllt ist: (vgl. [1])
 - Die folgende Gleichung wird erfüllt:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (29)$$

- Der Koppelbauteil versagt auf Biegung. Eine Annehmbare Anwendungsregel ist: $l/h \geq 3$. Wo l die Länge und h die Höhe des Koppelbalkens ist. (vgl. [1])
- Wenn keiner der beiden Bedingungen erfüllt ist, muss die Bewehrung entlang beider Balkendiagonalen angeordnet werden.
- In so einem Fall muss die folgende Bedingung erfüllt werden:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{Si} \cdot \sin \alpha \quad (30)$$

mit:

- V_{Ed} als Bemessungswert der Querkraft im Koppelbauteil ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$);
 A_{Si} als Gesamtfläche der Bewehrung in jeder der beiden Diagonalrichtungen;
 α als Winkel zwischen der Diagonalbewehrung und der Balkenachse.

- Für die Längs- und Querbewehrung gelten die Mindestanforderungen von EN 1992-1-1:2004 für wandartige Träger. (vgl. [1])

5 Bemessung nach der amerikanischen Norm ACI

Bei der Berechnung dieses Projektes wurde die amerikanische Betonnorm vor allem bei der Bemessung von den Koppelbalken benutzt, da es eine viel eindeutiger und besser beschriebene Lösung bietet als die Methode beschrieben in der Eurocode.

5.1 Koppelbauteile (vgl. [16]):

- Koppelbalken mit $l/h \geq 4$ sollen die Anforderungen für den normalen Balken erfüllen
- Koppelbalken, die aussteifende duktile Wände verbinden, können zusätzliche Steifigkeit und Energiedissipation bieten. In vielen Fällen führen geometrische Grenzen zu hohen Koppelbalken in Relation zur Spannweite. Hohe Balken können durch Scherkräfte

beeinflusst werden und können anfällig für Festigkeits- und Steifigkeitsverlust unter Erdbebenbelastung sein. Testergebnisse haben gezeigt, dass diagonale Bewehrung ausreichenden Widerstand in tiefen Verbindungsbalken bietet. ([16])

- Koppelbalken mit einem Längen/Höhenverhältnis von $l/h < 2$ und ab einer gewissen Scherkraft müssen mit Diagonalbewehrung verstärkt werden, außer es kann bewiesen werden, dass ein Steifigkeits- und Festigkeitsverlust das Tragwerk nicht beeinflusst.
- Testergebnisse haben auch gezeigt, dass diagonale Bewehrung nur dann effektiv sein kann, wenn die Bewehrungsstäbe eine große Neigung haben. Wenn das Verhältnis von $l/h \geq 4$ erfüllt wird, ist es nicht mehr sinnvoll Diagonalbewehrung zu verwenden.
- Koppelbalken mit $4 \geq l/h \geq 2$ können entweder wie Balken oder als Koppelbalken mit Diagonalbewehrung bemessen werden. ([16])
- Die Diagonalbewehrung soll ungefähr symmetrisch im Querschnitt in zwei oder mehr Lagen angeordnet werden. Die diagonalen Bewehrungsstäbe sollen die gesamte Scher- und entsprechende Momentstärke des Balkens aushalten; Konstruktionen, die ihre Momentenfestigkeit aus Kombinationen von Diagonal- und Längsstäben ableiten, fallen nicht unter diese Bestimmungen. ([16])
- Bei der Verbügelung der Diagonalbewehrung können zwei Wege gewählt werden: im ersten Fall wird die Diagonalbewehrung verbügelt, das heißt, dass die Bewehrung in Gruppen mit einem geschlossenen Bügel umfassen wird. Im zweiten Fall wird der ganze Querschnitt mit Wandhaken verbügelt, im Rahmen dieses Projekts wurde die zweite Variante gewählt. ([16])

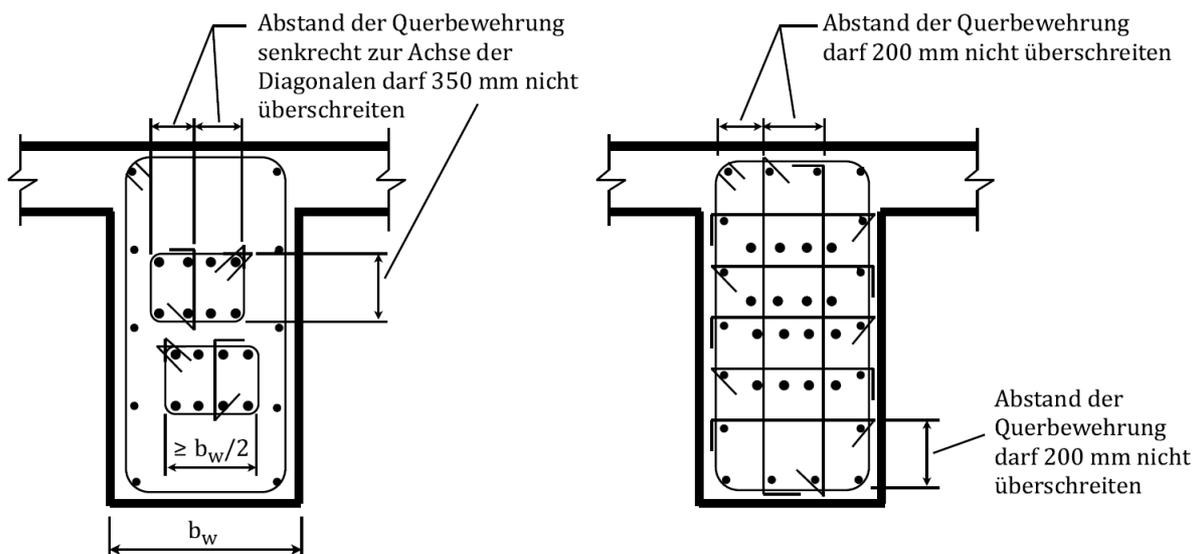


Abbildung 8: Fall 1 und 2 für Koppelbalken (nach [16])

6 Projektbeschreibung

Für die in der Diplomarbeit ausgeführte Vergleichsberechnung wurde ein Projekt von der Firma Werner Consult gewählt. Es handelt sich um das „Qom – Salamat Khatam Therapeutic, Educational and Health Complex im Süd-Westen von der Stadt Ghom. Die grundlegenden Daten für die Diplomarbeit wurden von der Firma Werner Consult zur Verfügung gestellt. ([25], [26], [29]). Der Gebäudekomplex hat mehr als 650 000 m² und kann in vier Bereiche unterteilt werden:

- Gesundheitsversorgung:
 - Krankenhaus mit 1000 Betten
 - Kliniken
 - Tourismus Gesundheitszentrum
 - Sportmedizin
 - Kräutergarten
- Ausbildung
 - Medizinische Universität
 - Kindergarten
 - Grundschule
- Kultur, Ausbildung und Sport
 - Moschee
 - Sportkomplex
 - Bibliothek
- Wohlfahrt
 - Hotel
 - Studentenheim
 - Geschäftszentrum
 - Restaurant
 - Kino
 - Parkgarage

6.1 Verwendete Normen und Regelwerke

Zu der Berechnung wurden die folgenden Normen verwendet:

- EN 1998-1 [1]
- EN 1992-1 [28]
- ACI 318M-11 [16]
- Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 2800, 4th Edition [24]

- ATC-40 (1996) [21]
- INSO 3132 [27]

6.2 Geometrische Beschreibung des Gebäudes

Das Krankenhaus besteht aus drei Hauptblöcken mit einer Länge von $l = 187,2$ [m] und einer Breite von $w = 39,00$ [m]. Auf der Längsseite ist jeder Hauptblock mit dem gegenüberliegenden verbunden mit zwei Seitenflügeln in einer Entfernung von $e = 70,20$ [m], jeweils mit einer Länge von $l = 31,20$ [m] und einer Breite von $w = 19,50$ [m], dadurch bildet sich aus den drei Blöcken ein nahezu quadratisches Gebäude mit einer Länge von $l = 187,2$ [m] und einer Breite von $w = 3 \cdot 39,00 + 2 \cdot 31,20 = 179,40$ [m]. Die Hauptblöcke, sowie die Verbindungsgebäude haben zwei Untergeschosse, Erdgeschoss und fünf Obergeschosse, dadurch ergibt sich eine Höhe von $h = 13,27 + 31,85 = 45,12$ [m]. Alle Hauptgebäude werden um einen zusätzlichen sechsten Stock erweitert, in dem sich die Haustechnik-Zentrale befindet.

Während die Verbindungsgänge aus Stahlbeton konstruiert werden, besteht die tragende Struktur der Hauptblöcke aus zwei Stahlbetonkernen mit einer dreischiffigen Rahmenkonstruktion aus Stahl Stahlverbund, mit Spannweiten von $15,60$ [m], $7,80$ [m] und $15,60$ [m] dazwischen.

6.2.1 Die Hauptmerkmale der Blöcke sind die folgenden:

- Fundamentplatte 192,2 m · 44 m
- Planungsraster in Längsrichtung 187,2 m (24 · 7,8 m)
- Planungsraster in Hauptrichtung 39 m (2 · 15,6 m + 1 · 7,8 m)
- Gesamthöhe ab der Bodenoberfläche 36,65 m (31,45 m ohne HKL Zentrale)

6.2.2 Die Hauptmerkmale der Verbindungsgebäude:

- Fundamentplatte 30,2 m · 8,4 m in UG2 und UG1
- Planungsraster in Längsrichtung 15,6 m (2 · 7,8 m)
- Planungsraster in Hauptrichtung 31,2 m (4 · 7,8 m)
- Gesamthöhe ab der Bodenoberfläche 31,45 m



Abbildung 9: Architektonisches 3D Modell (aus [26])

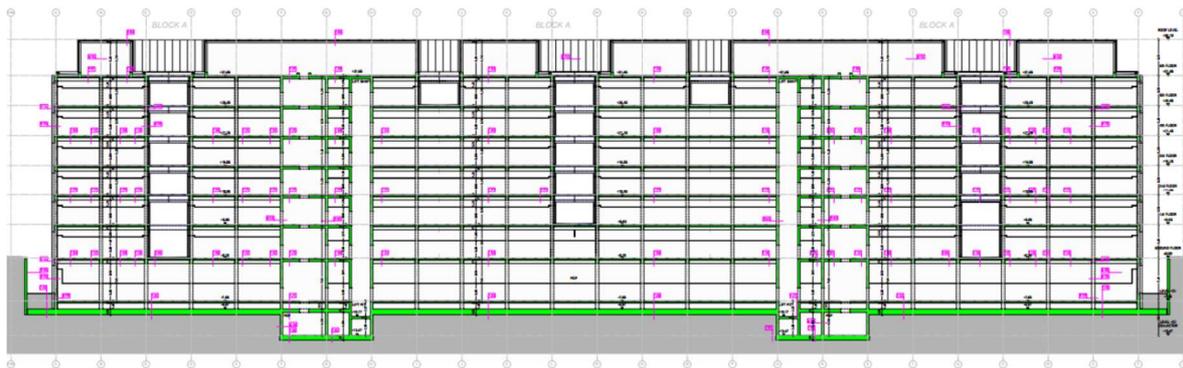


Abbildung 10: Querschnitt der Gebäude in Längsrichtung (aus [26])

6.3 Risiken

Wesentliche Einrichtungen und die Wiederherstellung nach dem Erdbeben unterliegen dem Internationalen Baugesetzbuch (IBC2003) von 2003 und der höchsten Nutzungsgruppe III für Krankenhäuser. Ein Krankenhaus muss auch nach einem Erdbeben in Betrieb bleiben. Aus struktureller Sicht muss daher die Struktur des Krankenhausgebäudes so konzipiert sein, dass es selbst bei starken Erdbeben möglichst wenig zerstört oder beschädigt wird. Gemäß INBC-6 (Iranian National Building Codes, Nr. 6-2013) gilt das Krankenhaus als erste Risikogruppe und die wichtigen Faktoren für seismische Belastung, Windlast und Schneelast sind 1,4, 1,25 bzw. 1,2.

In der Eurocode EN 1998-1 wird auch der Faktor 1,4 für die Erdbebenberechnung verwendet in Form vom Verhaltensbeiwert. Krankenhäuser werden in die Kategorie IV eingeteilt, dessen Definition die folgende ist: „*Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.*“ [1]

6.4 Globale Tragstruktur

Die Tragstruktur des Gebäudes ist ein Mischsystem von Biegesteifen Stahlrahmen und Scherwänden. Aus diesen Scherwänden bestehen die Kerne, die als Aussteifung für die Gebäude dienen. In jedem Block befinden sich zwei Kerne.

6.4.1 Stahlbeton Scherwände

Die Scherwände konzentrieren sich zwischen den Achsen F bis H und S bis Q in Form von einem aussteifenden Kern in UG 1. Die Anzahl der Scherwände ist vermehrt mit äußeren Stützwänden, diese Wände sind nicht verbunden mit den Stahlstützen und beeinflussen die interne Biegekräfteverteilung der Stützen. Die horizontale Erbebenkraft wird durch die Verbunddecke im Erdgeschoß in die äußeren Scherwände weitergeleitet.

6.4.2 Die Rahmenkonstruktion

Die Rahmenkonstruktion besteht aus Stützen mit Stahl Kastenquerschnitten die sich über die Höhe verändern, von 600 · 600 bis 450 · 450 und aus Stahl-Beton Verbunddecken.

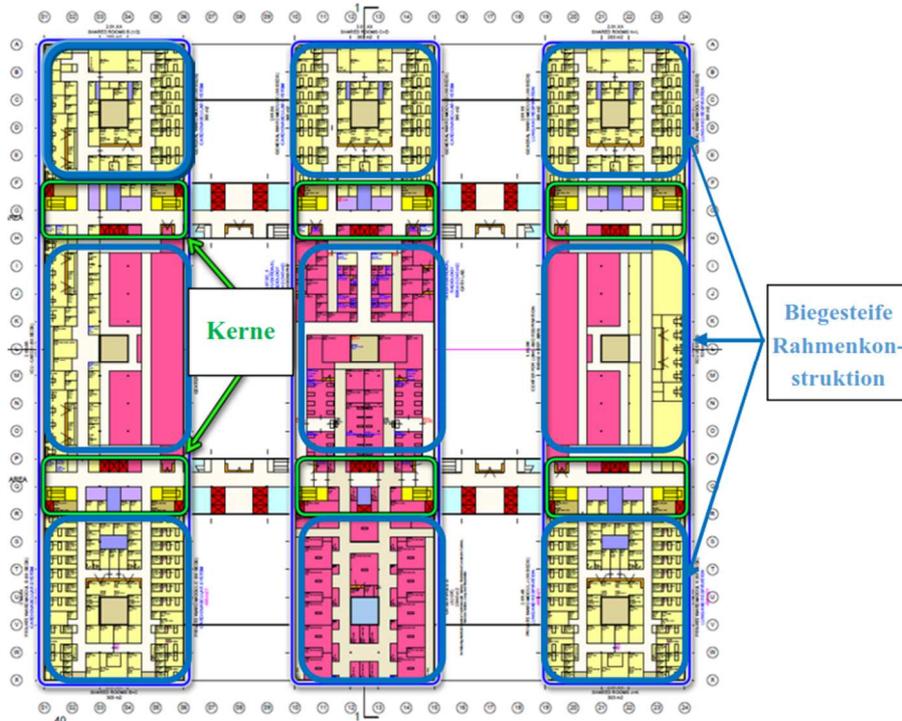


Abbildung 11: Tragende Teile des Gebäudes {aus [26]}

Abbildung 11 und 12 zeigen die tragenden Teile des Gebäudes für die vertikale und horizontale Lastabtragung.

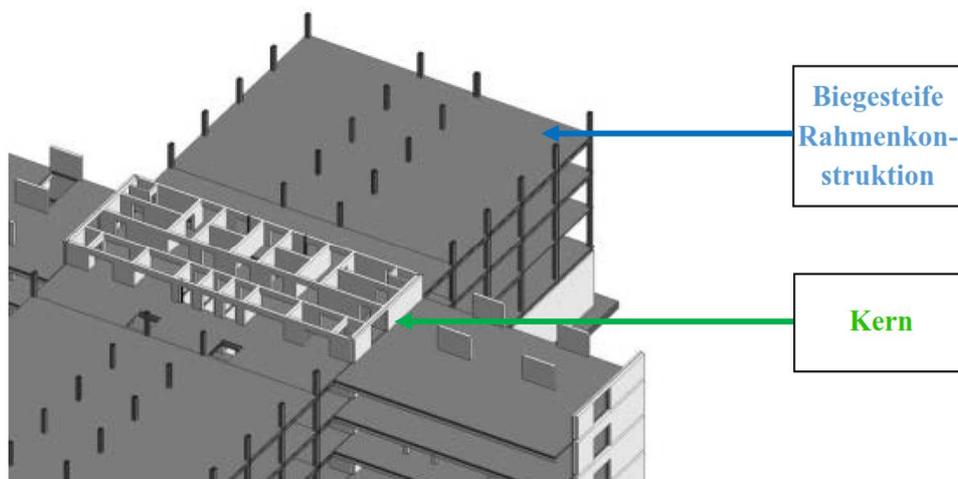


Abbildung 12: Tragende Teile des Gebäudes (aus [26])

6.4.3 Stahlbeton und Verbunddecken

Zwei verschiedene Deckentypen werden im Gebäude verwendet. Die Kernbereiche und die Verbindungsgebäude werden mit Stahlbeton Decken gebaut, im Rahmenbereich gibt es Verbunddecken.

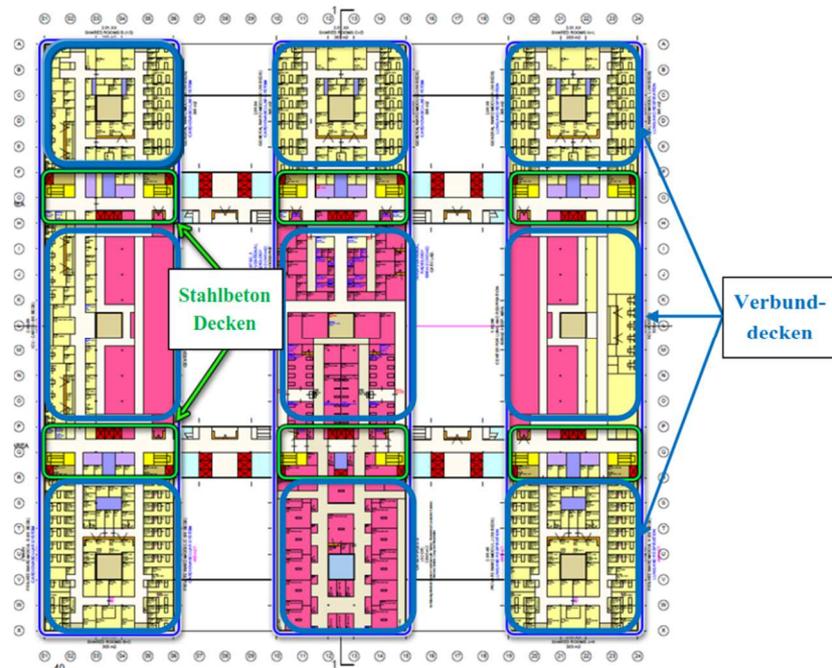


Abbildung 13: Verteilung der Stahlbeton und Verbunddecken (aus [26])

6.5 Materialien

Die vertikalen tragenden Bauteile sind entweder aus Baustahl oder Stahlbeton. Die Decken sind Stahlbeton- oder Verbunddecken. Die Verteilung ist auf Abbildung 11, 12 und 13 dargestellt.

6.5.1 Beton

Für alle Betonbauteile des Gebäudes wurden nach iranischer Norm und den Vorgaben für den Baulichen Entwurf des Projektes, laut das Design-Kriterien Dokument [26] die folgenden Eigenschaften für die Bemessung herangezogen:

- Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Charakteristische Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube} = 45 \text{ N/mm}^2$
- Elastizitätsmodul Beton $E_c = 30 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$
- Rechnerische Bruchdehnung des Betons $\epsilon_{cu} = 0,0035$
- Querdehnzahl $\mu = 0,2$

Für die stark erdbebenbelasteten Wände, wie in unserem Fall, wird eine Betondeckung von $c = 40\text{mm}$ berücksichtigt.

6.5.2 Bewehrungsstahl

Für den Bewehrungsstahl wurden die folgenden Werte nach Tabelle 11 der iranischen Norm INSO 3132 gewählt. [27]

- Streckgrenze des Betonstahls $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$
- Zugfestigkeit $f_u = 600 \text{ N/mm}^2$
- Elastizitätsmodul Baustahl $E_s = 200 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$
- Bruchdehnung $\varepsilon_{uk} = 80\%$

6.6 Lasten

Die Lasten des Gebäudes nach den Vorgaben für den Baulichen Entwurf des Gebäudes aus dem Design-Kriterium Dokument des Projektes ([26]), sind die folgenden:

Das Eigengewicht der Wand wird von dem Berechnungsprogramm berechnet mit Hilfe des Volumens und der Rohdichte. Die Ausbaulast wird aus dem Eigengewicht der nicht tragenden Bauteile, wie Bodenbelag, Trennwände, Haustechnik, usw. berechnet.

6.6.1 Ständige Lasten

- Haustechnikzentrale am Dach
 - Eigengewicht Stahlprofile $0,65 \text{ kN/m}^2$
 - Ständige Haustechniklasten $0,50 \text{ kN/m}^2$
 - Eigengewicht Aufbau $0,30 \text{ kN/m}^2$
 - Gesamtgewicht $1,45 \text{ kN/m}^2$
- Dachlasten
 - Aufbaulasten $2,60 \text{ kN/m}^2$
 - Haustechniklasten $0,50 \text{ kN/m}^2$
- Deckenlasten OG 1 bis OG 5
 - Aufbaulasten + Trennwände $3,50 \text{ kN/m}^2$
 - Installationslasten $0,50 \text{ kN/m}^2$
- Deckenlasten EG
 - Aufbaulasten + Trennwände $3,50 \text{ kN/m}^2$
 - Installationslasten $0,50 \text{ kN/m}^2$
- Deckenlasten UG 1
 - Aufbaulasten + Trennwände $15,00 \text{ kN/m}^2$
 - Installationslasten $0,50 \text{ kN/m}^2$

-
- Deckenlasten UG 2
 - Aufbaulasten + Trennwände $3,50 \text{ kN/m}^2$
 - Installationslasten $0,50 \text{ kN/m}^2$

6.6.2 Nutzlasten

- Dachlasten
 - Nutzlast im Kernbereich $10,00 \text{ kN/m}^2$
 - Nutzlasten schachbrettartige Anordnung $5,00 \text{ kN/m}^2$
- Deckenlasten OG 1 bis OG 5
 - Nutzlast schachbrettartige Anordnung $5,00 \text{ kN/m}^2$
- Deckenlasten EG
 - Nutzlast schachbrettartige Anordnung $5,00 \text{ kN/m}^2$
- Deckenlasten UG 1
 - Nutzlast schachbrettartige Anordnung $10,00 \text{ kN/m}^2$
- Deckenlasten UG 2
 - Nutzlast Kernbereich $10,00 \text{ kN/m}^2$

6.6.3 Seismische Lasten

- Wiederkehrperiode $T_{NCR} = 475 \text{ [a]}$
- Bedeutungsbeiwert $I = 1,40 \text{ [-]}$
- Horizontale Bodenbeschleunigung $a_{gR} = 0,297 \cdot g = 2,91 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]$
- Verhaltensbeiwert nach iranischer Norm $R = 6,00 \text{ [-]}$

Der Verhaltensbeiwert wurde nach iranischer Erdbebennorm ([24]) und dem Design-Kriterium für den Entwurf des Projektes [26] mit den folgenden Überlegungen gewählt: Die Struktur des Gebäudes kann aufgrund der Anwesenheit von Betonscherwänden und biegesteifen Stahlrahmen als ein dual-Mischsystem eingestuft werden. Für diese Systeme wird nach iranischer Norm ein Verhaltensbeiwert von $R=7,5$ empfohlen. Aufgrund der wirklichen Steifigkeit des Systems, basierend auf die Untersuchung, dass der Partizipationsfaktor der Biegesteifen Stahlrahmen weniger als 10% beträgt, wird ein niedrigeres Verhaltensbeiwert von $R=6$ gewählt. So werden die Scherwände als primäre aussteifende Elemente und der Stahlrahmen als redundant betrachtet. Durch den niedrigeren Verhaltensbeiwert werden die Erdbebenkräfte und somit auch die linearen Verformungen erhöht (aus [26]).

- Horizontales elastisches Antwortspektrum

Das horizontale Antwortspektrum, das für die Berechnung benutzt wird, kommt von der Hüllkurve von dem geglätteten standortspezifischen Antwortspektrum und das 80% Spektrum laut der Iranian National Standard No. 2800 ([24]) (Kurvenparameter unten). Die resultierende Kurve ist mit der schwarzen gestrichelten Linie dargestellt.

- Bodenparameter für Baugrundklasse II

$S_0 = 1,00 [-]$
$S = 1,50 [-]$
$T_0 = 0,10 [s]$
$T_s = 0,50 [s]$
- Parameter für das Antwortspektrum

$$B = B_1 N \quad (31)$$

Wo:

- Antwortspektrenfaktor B
- Formfaktor für das Antwortspektrum B_1
- Modifikationsfaktor für das Antwortspektrum N

$$0 < T \leq T_0: B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0)$$

$$T_0 < T < T_s: B_1 = S + 1 \quad (32)$$

$$T > T_s: B_1 = (S + 1)(T_s/T)$$

$$T \leq T_s: N = 1$$

$$T_s < T \leq 4 \text{ sec}: N = \frac{0,70}{4,00 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad (33)$$

$$T > 4 \text{ sec}: N = 1,7$$

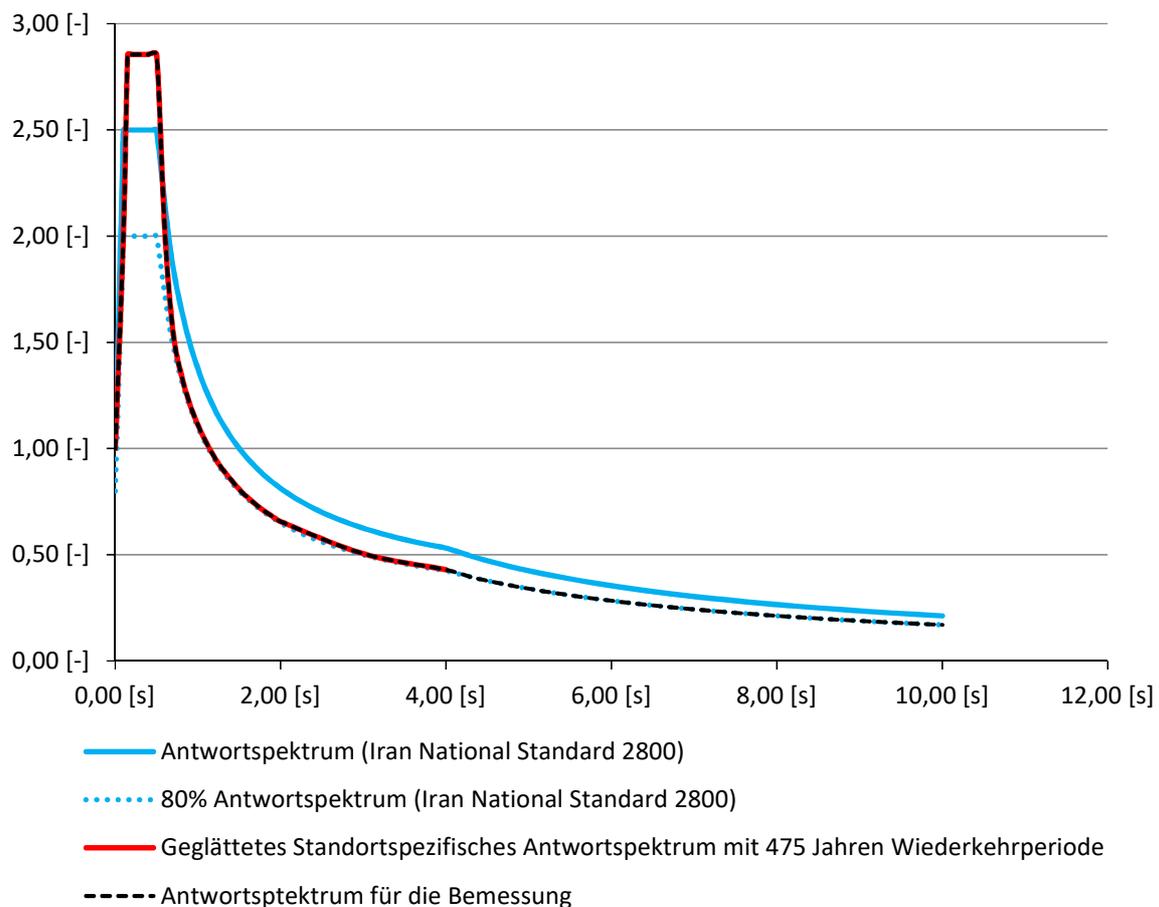


Abbildung 14: Horizontales elastisches Antwortspektrum (aus [25])

7 Grundlagen der Berechnung

7.1 Beschreibung der Struktur

Im Rahmen der Diplomarbeit wurden vier verschiedene Berechnungsmethoden verglichen. In der Berechnung geht es um den Vergleich der Auswirkung der Erdbebenkräfte auf die aussteifenden Kerne in einem unter Bau stehenden Gebäude. Wie schon im vorigen Kapitel erwähnt wurde für die Berechnung ein Krankenhausgebäude in Iran, Ghom gewählt. Die Ergebnisse einer umfangreichen multimodalen Antwortspektrumanalyse des ganzen Gebäudes mit einem räumlichen 3D Modell (Abbildung 15), wurden von der Konstruktiven Ingenieurbau Abteilung der Firma Werner Consult für diese Arbeit zur Verfügung gestellt. Um die Berechnungszeiten abzumindern und den Vergleich einfacher zu machen, wurde für die Berechnung ein vereinfachtes Modell erstellt. Durch die bereits vorhandenen Ergebnisse aus einer Berechnung, konnte die Abschätzung der auf das Teilmodell wirkenden Lasten genau gewählt und überprüft werden.

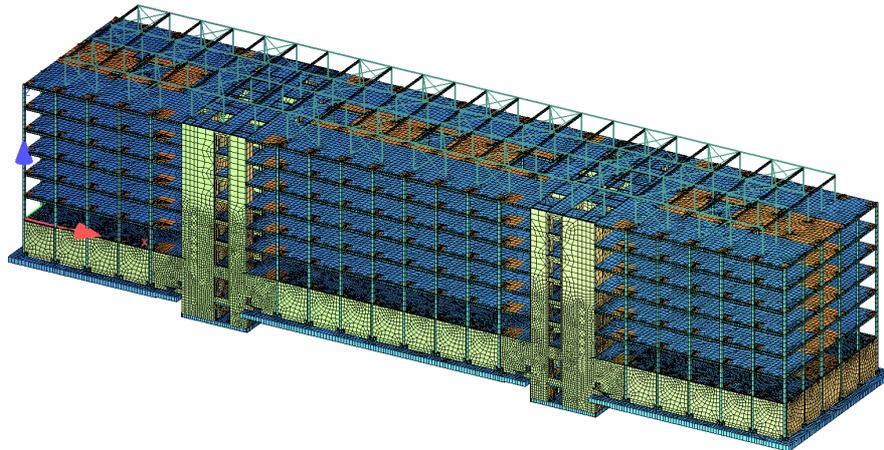


Abbildung 15: Berechnungsmodell von einem der drei Blöcke (aus [29])

Im Gebäude gibt es drei Blöcke mit jeweils zwei Kernen, die Blöcke sind jeweils durch zwei Verbindungsgebäude verbunden. Die Bemessung des ganzen Gebäudes erfolgt folgendermaßen: Die Blöcke und Verbindungsgebäude werden im ersten Fall separat berechnet, im zweiten Fall werden die Einflüsse der Blöcke auf die Verbindungsgänge und die Einflüsse der Blöcke aufeinander durch die Verbindungen berechnet.

Um die Vergleichsberechnung im Rahmen einer Diplomarbeit zu ermöglichen, mussten an dem Gesamtgebäude Vereinfachungen vorgenommen werden, da im Gebäude die Scherwände in den Kernen für die Aussteifung verantwortlich sind, wurden diese näher betrachtet. Da vor allem die nichtlinearen Berechnungen, insbesondere die nichtlineare Zeitverlaufsmethode, einen enormen Berechnungsaufwand erfordern, wurde eine durchgehende Kernwandscheibe für die Berechnung herausgenommen. In den Berechnungsmodellen wird die Kern-Wand oberhalb des starren Kellergeschosses modelliert, da diese das gleiche Niveau hat wie die Bodenplatte des Gebäudes.

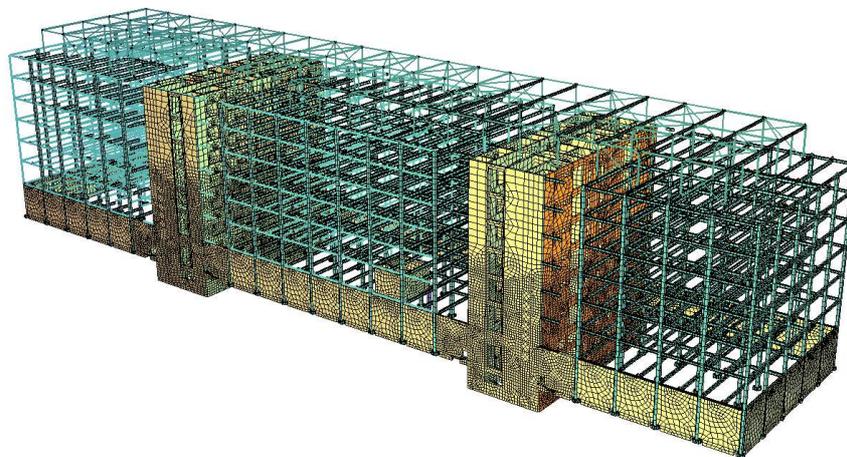


Abbildung 16: Gewählte Kernwandscheibe in orange dargestellt (aus [29])

Um die Vereinfachung so wirklichkeitsnah wie möglich zu gestalten, musste die modale Masse dieser Wandscheibe abgeschätzt werden. Für die Berechnung wird die modale Masse von einem Block genommen, die gewählte Erdbebenrichtung für die Bemessung ist die Querrichtung des Gebäudes. Da in der Querrichtung des Gebäudes 10 Wandscheiben sind, wurde vereinfachend ein Zehntel der gesamten modalen Masse berücksichtigt. Mit dieser Vereinfachung ist man auf der sicheren Seite, da der Anteil der Biegesteifen Rahmenkonstruktion und die Mitwirkung der Längswände gar nicht berücksichtigt wird.



Abbildung 18: Gewählte Scherwand und Einflussbreite (aus [29])

Abbildung 18 stellt die Position der Gewählten Scherwand im Grundriss einer der Kerne dar. Die Wand in Orange und die Einflussfläche der Wand für die vertikalen Kräfte in Gelb dargestellt.

Im Berechnungsmodell wurden die modalen Massen folgendermaßen berücksichtigt: das Eigengewicht der Wandscheibe wird vom Berechnungsprogramm Sofistik aus der Dichte der Materialien ermittelt. Die Lasten von der Einflussfläche der Wand wurden als Linienlast direkt auf die Wandscheibe jeweils in der Ebene der Decken gegeben. Wie oben erwähnt trägt das vereinfachte Modell ein Zehntel der gesamten modalen Masse, da in Querrichtung zehn aussteifende Kernwände sind. Diese restliche modale Masse, wird mittels einer Hilfskonstruktion auf der Wandscheibe berücksichtigt.

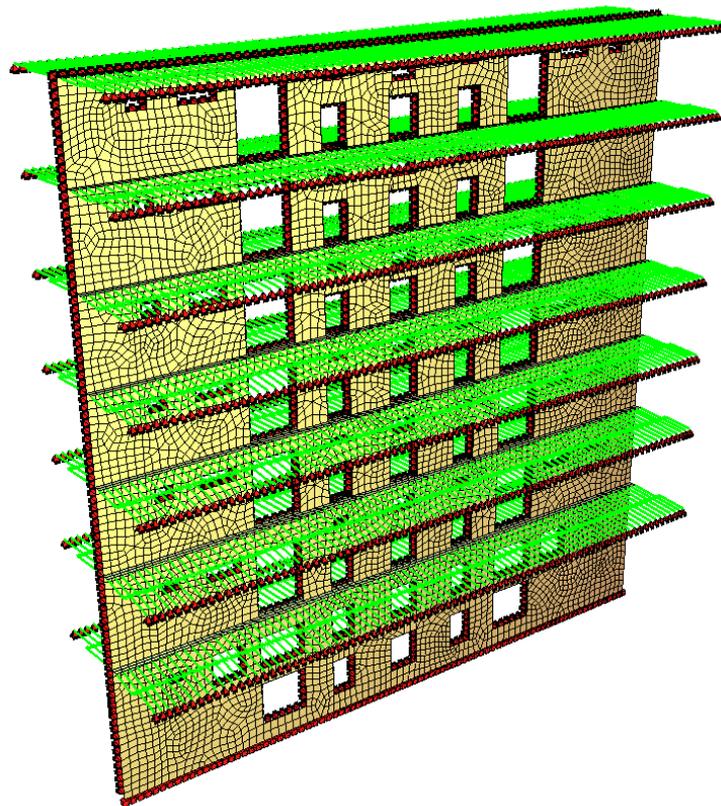


Abbildung 19: Modell mit Hilfskonstruktion

Diese Hilfskonstruktion - dargestellt in der Abbildung 19 - besteht aus verschieblichen Lagern in jeder Geschoßebene auf beiden Seiten der Wandscheibe. Auf diesen Lagern wird die restliche modale Masse aufgebracht um zu gewährleisten, dass die modale Masse nur in die seitliche Richtung wirken kann. Wie man auf dem Bild sehen kann sind diese - in nur Längsrichtung - verschieblichen Lagern auf beiden Seiten aller Geschoßebenen mittels Linienkopplungen mit der Wand verbunden. Durch diese Lösung wird die modale Masse nur in Längsrichtung aktiv, belastet aber die Wand in vertikaler Richtung nicht. (geometrische Angaben zum Teilmodell, siehe Anhang: A 1.1)

Die Berechnung der modalen Massen wird in den folgenden Tabellen vereinfacht dargestellt:

In der Tabelle 4 sind die Lasten dargestellt, welche direkt auf der Wand mit Linienlasten berücksichtigt werden. Diese Werte ergeben sich aus den im Kapitel 6.6 beschriebenen Lasten und die Einflussbreite der Wand:

Tab. 4: Lasten aus der Einflussfläche der Wand (Einflussbreite 5,85 m)

Lasten aus der Einflussfläche der Wand							
	Ausbaulasten	pro Geschoß	Nutzlast	pro Geschoß	EG/Geschoß	EG/lfm	Masse/lfm
	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]
UG2	15,5	90,7	10,0	58,5	1.798,6	46,0	148,4
UG1	4,0	23,4	5,0	29,3	2.743,6	70,2	99,4
EG	4,0	23,4	5,0	29,3	1.833,6	46,9	76,1
OG1	4,0	23,4	5,0	29,3	1.575,0	40,3	69,5
OG2	4,0	23,4	5,0	29,3	1.575,0	40,3	69,5
OG3	4,0	23,4	5,0	29,3	1.575,0	40,3	69,5
OG4	4,0	23,4	5,0	29,3	1.575,0	40,3	69,5
OG5	4,6	26,6	10,0	29,3	1.575,0	40,3	72,7
				10.293,1 kN	14.250,8 kN		26.385,2 kN

Als zweites, in der Tabelle 5, die modale Masse des Hauptgebäudes übernommen aus der Ausführungsstatik des Gebäudes, zur Verfügung gestellt von der Firma Werner Consult ([29]). Diese Werte zeigen die Zusammensetzung der Massen, berechnet pro Geschoß auf die Gewählte Wandscheibe (vereinfachend ein Zehntel der ganzen modalen Masse):

Tab. 5: Massen aus dem Hauptgebäude

Lasten von dem Hauptgebäude							
	Ausbaulasten	Nutzlast	EG/Geschoß	EG Struktur	pro Geschoß	pro Wand	pro lfm
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]
UG2	126207,3	14992,5	267549,2	260385,1	401584,8	40158,5	1027,1
UG1	32569,6	7496,2	144358,5	140493,0	180558,9	18055,9	461,8
EG	32569,6	7496,2	74619,1	72621,0	112686,9	11268,7	288,2
OG1	32569,6	7496,2	70343,1	68459,5	108525,4	10852,5	277,6
OG2	32569,6	7496,2	70211,8	68331,7	108397,6	10839,8	277,2
OG3	32569,6	7496,2	70254,4	68373,2	108439,1	10843,9	277,3
OG4	32569,6	7496,2	70211,8	68331,7	108397,6	10839,8	277,2
OG5	37047,9	5705,7	74041,2	72058,6	114812,2	11481,2	293,6
	358673,0	59969,9	841589,1	819054,0	1243402,5	124340,3	

Anschließend, in der Tabelle 6, wird die Differenz zwischen den Lasten die direkt aus der Einflussfläche kommen und den Werten ermittelt aus der Berechnung des Hauptgebäudes - nämlich ein Zehntel der modalen Masse - aufgelistet für jeden Geschoß. Diese ist die fehlende Belastung, um das Teilmodell den gewünschten Massenwert in der Berechnung trägt. Diese kN/m Werte wurden auf beiden Seiten der Wandscheibe auf die Hilfskonstruktion als Linienlast draufgegeben.

Tab. 6: Berücksichtigte modale Masse pro Seite auf der Hilfskonstruktion:

Massenermittlung					
	Hauptgebäude	Einflussfläche	Differenz		pro Seite
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kN/m]
UG1	461,8	99,4	362,4	14168,6	181,2
EG	288,2	76,1	212,1	8291,4	106,0
OG1	277,6	69,5	208,0	8133,9	104,0
OG2	277,2	69,5	207,7	8121,1	103,9
OG3	277,3	69,5	207,8	8125,2	103,9
OG4	277,2	69,5	207,7	8121,1	103,9
OG5	293,6	72,7	220,9	8636,7	110,4
	84181,8 kN	20583,7 kN			

Da die Ergebnisse der modalen Analyse von dem Gesamtmodell zur Verfügung stehen (aus [29], siehe Anhang: A 2, Abbildung A 17), konnte die Annahme, dass ein Zehntel der Gesamtmasse an der Gewählten Scherwand ankommt kontrolliert werden. Die Tabelle 7 zeigt den Zusammenhang zwischen Gesamtfundamentschub des Hauptmodells aus der vorhandenen Berechnung und die Scherkraft in der gewählten Wand ermittelt am Teilmodell.

Tab. 7: Vergleich der Scherkraft in der gewählten Wand zu dem Fundamentschub des Gesamtmodells

Geschoß	Scherkraft in der gewählten Wand	Fundamentschub des Gesamtmodells
[m]	[kN]	[kN]
UG1	10089,2	97872,8

Wie aus der Tabelle erkennbar ist, beträgt die Scherkraft im Teilmodell oberhalb des starren Kellergeschoßes ungefähr ein Zehntel des Fundamentschubs im Gesamtmodell, mit dieser Kontrolle konnte bestätigt werden, dass die oben genannte Annahme mit genügend guter Genauigkeit zutrifft.

8 Berechnungsergebnisse

8.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

- Horizontale Bodenbeschleunigung..... $a_g = 0,297 \cdot g = 2,914 \left[\frac{m}{s^2} \right]$
- Bedeutungsbeiwert (Krankenhaus) $\gamma_I = 1,40 [-]$
- Bemessungswert der Bodenbeschleunigung..... $a_{gR} = a_g \cdot \gamma_I = 4,08 \left[\frac{m}{s^2} \right]$
- Bodenparameter..... $S = 1,5 [-]$
- Verhaltensbeiwert $q = 6,00 [-]$

Eigenschwingungsdauer des Bauwerks:

Bei der Berechnung der Eigenschwingungsdauer gibt es eine ziemlich große Streuung der Ergebnisse. Hier wird eine kleine Zusammenstellung der Eigenschwingungsdauern dargestellt:

Tab. 8: Vergleich der vereinfachenden Methoden der Eigenschwingungsdauer-Ermittlung

Verfahren	T_1
	[s]
EC 8 Abschnitt 4.3.3.2.2(2) Rayleigh-Methode	0,880
EC 8 Abschnitt 4.3.3.2.2(3)	0,803
EC 8 Abschnitt 4.3.3.2.2(4)	0,355
EC 8 Abschnitt 4.3.3.2.2(5)	0,369
Sofistik	0,450

Damit eine gute Vergleichbarkeit der Ergebnisse entsteht, wird weiterhin mit der nächsten, aus dem Berechnungsprogramm ermittelten, Eigenschwingungsdauer gerechnet. Die Abschätzung der Eigenschwingungsdauer nach EC8 Abschnitt 4.3.3.2.2(5) mit der Formel $T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$ ist am naheliegendsten von allen Verfahren. Deswegen wird für die Berechnung der vereinfachten Antwortspektrenmethode diese Eigenschwingungsdauer gewählt.

- Eigenschwingungsdauer nach EC 1998-1..... $T_1 = 0,45 [s]$
- Verhaltensbeiwert $R = 6,00 [-]$
- Ordinate des elastischen Antwortspektrums $S_{e(T_1)} = 2,86 \left[\frac{m}{s^2} \right]$
- Ordinate des Bemessungsspektrums..... $S_{d(T_1)} = \frac{S_{e(T_1)} \cdot a_{gR}}{q} = 1,945 \left[\frac{m}{s^2} \right]$
- Korrekturbeiwert..... $\lambda = 0,85 [-]$
- Gesamtmasse des Teilmodells (ein Zehntel des Gesamtmodells) oberhalb des starren Kellergeschosses (aus Tab. 6)..... $m = 8418,2 [t]$
- Gesamterdbebenkraft..... $F_b = S_{d(T_1)} \cdot m \cdot \lambda = 13912,5 [kN]$

Tab. 9: Ergebnisse der vereinfachten Antwortspektrummethode

	Stockwerks- massen	Höhe	$z_i \cdot m_i$	$\frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$	Horizontal- kraft	Querkraft	Biegemoment
	m_i [kN]	z_i [m]		[-]	[kN]	[kN]	[kNm]
	0,0 kN	-8,86	0,0	0,000	0,0	13912,5	279360,4
UG1	18.055,9 kN	-0,20	156544,6	0,079	1100,5	13912,5	279360,4
EG	11.268,7 kN	5,65	163621,4	0,083	1150,3	12812,0	204410,3
OG1	10.852,5 kN	10,85	214012,1	0,108	1504,5	11661,7	143769,4
OG2	10.839,8 kN	16,05	270126,8	0,136	1899,0	10157,2	90951,9
OG3	10.843,9 kN	21,25	326618,5	0,165	2296,1	8258,2	48009,3
OG4	10.839,8 kN	26,45	382860,4	0,193	2691,5	5962,0	17006,7
OG5	11.481,2 kN	31,65	465219,1	0,235	3270,5	3270,5	0,0
	84.181,8 kN		1979002,8	1	13912,5		

Die Tabelle 9 zeigt die Ergebnisse des Ersatzkraftverfahrens. Die horizontalen Ersatzlasten, die Querkraft und das Biegemoment werden in den jeweiligen Höhen der Geschoßdecken dargestellt. Der größte Wert des Biegemoments entsteht aus der Multiplizierung der Gesamterdbebenkraft mit dem dazugehörigen Hebelarm, daraus erfolgt der Angriffspunkt der Gesamterdbebenkraft:

- Hebelarm 279360,4 kNm/13912,5 kN = 20,1 [m]

Man erkennt, dass der Angriffspunkt in zirka 70 % der Gesamthöhe ist.

8.2 Ergebnisse der modalen Analyse

Die modale Analyse im Rahmen dieser Diplomarbeit ist sehr wichtig, da es die herkömmlichste Methode für die Erdbebenberechnung ist. Der Vergleich der Berechnungsverfahren ohne die modale Analyse wäre nicht vollständig. Sie bietet die Möglichkeit zu überprüfen, wie genau die Vereinfachung des Gebäudes ist. Der Vorteil des Vergleiches ist, dass es an einem Gebäude durchgeführt werden kann, das tatsächlich gebaut wird, die Bemessung des Gebäudes wurde schon durchgeführt und die Ergebnisse einer modalen Analyse wurden von der Firma Werner Consult zur Verfügung gestellt [29].

8.2.1 Modale Analyse des Gesamttragwerks mit Berücksichtigung der minimalen Base-shear

Die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft mit Hilfe von dem Ersatzkraftverfahren laut Irani-scher seismischer Norm ähnelt im Verfahren sehr dem vereinfachten Anvorspektrenverfahren nach EC8.

Die folgenden Berechnungen dienen zur Bestimmung des minimalen Fundamentschubs (Base shear) in horizontaler Richtung, für die die Struktur mindestens gestaltet sein muss. Großer Unterschied zu der Eurocode ist, wenn dieser ermittelte Fundamentschub nicht erreicht wird, muss

der mit vereinfachte- oder modale Antwortpetrummethode berechnete Fundamentschub oberhalb des starren Kellergeschoßes zu diesem Wert erhöht werden, um dieses Mindestkriterium zu erfüllen.

Die Berechnung kommt aus dem Erdbebenbericht des Projektes ([24]) und wird folgendermaßen durchgeführt:

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

Für die Eigenschwingungsdauer wird die erste Periode des Gesamttragwerks genommen, da die erste Periode des Teilmodells zu einer Überschätzung des minimalen Fundamentschubs führen würde:

- Eigenschwingungsdauer $T_1 = 1,12 [s]$
- Grundbeschleunigungsverhältnis..... $A = 0,297 [-]$
- Antwortspektrenfaktor (Ordinate des elastischen Antwortspektrums) $B = 1,25 \left[\frac{m}{s^2} \right]$
- Bedeutungsbeiwert (Krankenhaus) $I = 1,40 [-]$
- Verhaltensbeiwert $R_u = 6,00 [-]$
- Seismischer Koeffizient..... $C = 0,198 [-]$

$$V_u = CW$$

- Gesamtmasse des Bauwerks oberhalb des starren Kellergeschoßes..... $W = 85500 [t]$
- Seismischer Koeffizient..... $C = 0,08663 [-]$
- Scherkraft im Grundniveau (Fundamentschub) $V_u = 73661,5 [kN]$

$$C_{\min} = 0,12AI \quad (34)$$

Es wird auch ein Minimalwert für den seismischen Koeffizienten vorgegeben:

- Minimalwert des seismischen Koeffizienten $C_{\min} = 0,05[-]$

Die Anforderung wird erfüllt da $C > C_{\min}$.

In der Tab. 10 werden der Fundamentschub und Moment das Gesamttragwerks dargestellt. Diese Werte kommen aus modalen Antwortspektrumanalyse des 3D Modells, dargestellt in der Abbildung 15, unter Berücksichtigung der Auswirkung der benachbarten Blöcke aufeinander durch die Verbindungsgebäuden. Diese Werte stammen aus der Ausführungsstatik des Projektes. (aus [29], siehe Anhang: A 2, Abbildung A 17)

Tab. 10: Fundamentschub und Moment des Gesamttragwerkes

Hauptmodell		
Höhe	MASM	
[m]	Vbx[kN]	Myx[kNm]
-13,46	97872,8	1751735,0
-8,86	73988,5	1557017,0
-0,20	70637,6	1532490,1
5,65	65197,6	1519087,4
10,85	59378,5	1466549,0
16,05	51950,1	1370542,8
21,25	41679,3	1187856,1
26,45	28691,1	885981,4
31,65	13962,5	471810,4

Im Folgenden werden die Verformungen und die Scherkräfte in jedem Geschoß zwischen den Wandscheiben berechnet im Gesamtmodell und in dem vereinfachten Teilmodell verglichen. Diese Kenngrößen wurden deswegen ausgewählt, weil sie die Beanspruchung einer Wand ziemlich genau darstellen.

Tab. 11: Vergleich der Scherkräfte und Verformungen zwischen Teil- und Gesamtmodell

Geschoß	Gesamtmodell				Teilmodell			
	d	d_r	n_{xy}	$n_{xy,r}$	d	d_r	n_{xy}	$n_{xy,r}$
	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]
UG1	2,6	2,6	10089,2	474,7	2,2	2,2	12851,3	842,5
EG	4,6	2,0	9614,5	611,4	4,2	2,0	12008,8	973,4
OG1	6,6	2,0	9003,1	943,0	6,2	2,0	11035,4	1134,7
OG2	8,6	2,0	8060,1	773,9	8,6	2,4	9900,7	1706,7
OG3	10,6	2,0	7286,2	1451,9	10,6	2,0	8194,0	2258,1
OG4	12,1	1,5	5834,3	2034,8	12,3	1,7	5935,9	1875,8
OG5	13,6	1,5	3799,5	3799,5	13,9	1,6	4060,1	4060,1

In der Tabelle 11 werden vier Kenngrößen verglichen: d [mm] Verschiebung, d_r [mm] als relative Verschiebung zwischen den Geschoßen, n_{xy} [kN] die Scherkraft (Base-shear) und die relative Scherkraft zwischen den Geschoßen $n_{xy,r}$ [kN]. Die Ergebniswerte aus dem Gesamtmodell kommen aus der Ausführungsstatik. [29] Die Ergebnisse des Teilmodells kommen aus der Vergleichsrechnung durchgeführt im Rahmen der Diplomarbeit. Wie aus der Tabelle hervorgeht, weist die Wand nahezu die gleichen Verformungen auf im Gesamtmodell wie im Teilmodell. Gesamtscher-

kräfte in den Geschoßen zeigen einen sehr ähnlichen Verlauf, wobei die Scherkräfte des Teilmodells, hauptsächlich in den unteren Geschoßen, wie erwartet um zirka 20% größer sind. Dieser Überschuss kommt aus der Vereinfachung, da der Anteil der Biegesteifen Rahmenkonstruktion und die Mitwirkung der Längswände nicht berücksichtigt wird.

8.2.2 Modale Analyse an dem Teilmodell

Die multimodale-Antwortspektrumanalyse wurde mit Hilfe von dem Berechnungsprogramm Sofistik ausgeführt.

Bei der Analyse muss zuerst die Ermittlung der Eigenformen erfolgen. Laut EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.3.1 müssen hier die folgenden Kriterien eingehalten werden:

- Die Summe der effektiven Modalmassen berechnet aus den Modalbeiträgen muss mindestens 90 % der Gesamtmasse erreichen.
- Alle Eigenformen, deren effektive Modalmasse größer ist, als 5 % der Gesamtmasse, müssen berücksichtigt werden.

Um diese Kriterien zu erfüllen, mussten die ersten 30 Eigenformen der Wand berücksichtigt werden (siehe Anhang: A 1.3, Abbildung A 4). In der Tabelle 12 sind die Eigenformen dargestellt die mehr als 5 % der Gesamtmasse repräsentieren.

Tab. 12: Berücksichtigte Eigenformen

	Frequenz f [Hz]	Schwingzeit T [s]	ε_x	ε_z
1. Eigenform	2,22	0,45	0,77	0,00
2. Eigenform	7,05	0,14	0,17	0,00
5. Eigenform	13,99	0,07	0,00	0,64
6. Eigenform	15,75	0,06	0,00	0,18
26. Eigenform	42,53	0,02	0,00	0,08
			0,94	0,90

Als nächstes müssen die Ersatzkräfte (auch Fundamentschub, oder Base-shear genannt) für alle berücksichtigten Eigenformen am definierten Tragsystem ermittelt werden. Die Ergebnisse dieser dynamischen Analyse sind Auflagerreaktionen, Schnittkräfte und Verformungen, die aus der Kombination aller relevanter Modalbeiträge resultieren. Diese Kombination kann mit den im Unterabschnitt [2.7.3](#) beschriebenen Methoden ausgeführt werden. In diesem Fall wird die etwas aufwändigere CQC Methode benutzt. Die Tabelle 12. Zeigt die Werte der Ersatzkräfte in allen Geschoßebenen. (siehe Anhang: A 1.3, Abbildung A 6)

Tab. 13: Ergebnisse der modalen Analyse am Teilmodell

Teilmodell		
Höhe	MASM	
[m]	Vbx[kN]	Myx[kNm]
-8,86	12868,2	261318,89
-0,20	12904,2	261229,02
5,65	11814,1	260528,25
10,85	10790,2	254645,95
16,05	9423,8	239696,95
21,25	7684,2	211059,58
26,45	5518,0	163517,52
31,65	2870,4	91391,52

Der Hebelarm der Gesamterdbebenkraft erfolgt wie bei der vereinfachten Antwortspektrenmethode:

- Hebelarm 261318,9 kNm/12868,2 kN = 20,3 [m]

Es ist ersichtlich, dass der Angriffspunkt mit genügender Genauigkeit (1% Unterschied) gleich ist, somit ist es kontrolliert, dass die Verteilung der Kräfte über die Höhe bei beiden Verfahren gleich ist.

8.3 Ergebnisse der Pushover-Berechnung

Laut EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.4.2.1(1) wird die nichtlineare statische Berechnungsmethode als eine Untersuchung beschrieben, die unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführt wird. Bei Hochbauten kann die Pushover-Berechnung für folgende Zwecke berücksichtigt werden:

- Um die erwarteten plastischen Mechanismen und Schädigungsverteilungen abzuschätzen;
- Um die Ergebnisse einer linear-elastischen Berechnung, die unter Verwendung von einem Verhaltensbeiwert ermittelt wurde, zu überprüfen.

Wie schon im Kapitel 2.9. erwähnt wurde, wird mit der Pushover Methode die Kapazität eines Tragwerks ermittelt, das heißt, die sogenannte Zielverschiebung eines Referenzpunktes der auf der Decke des obersten Geschoßes positioniert ist.

8.3.1 Systemeigenschaften

Um das nichtlineare Verhalten der Materialien zu berücksichtigen wurden mithilfe von Sofistik die in der EN 1992-1-1, Abschnitt 3.1.5 definierte Spannungs-Dehnungs-Linie verwendet.

Die Berechnung mit nichtlinearem Materialverhalten zeichnet sich im Berechnungsprogramm Sofistik durch die folgenden Eigenschaften (aus [20]):

- Nichtlineare Arbeitslinie im Zug-Druckbereich

- Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening)
- Nichtlineares Materialverhalten der Stahleinlagen
- Die nichtlineare Berechnung erfolgt mit der vorgegebenen Bewehrung.

Für die Bewehrung wurde die nach iranischer Norm ermittelte Grundbewehrung einer Scheibe mit einer Dicke von $d = 40$ cm genommen, nämlich $\phi 20/20$ in vertikaler Richtung und $\phi 16/20$ in horizontaler Richtung.

8.3.2 Kapazitätsspektrum

In der Abbildung 15 wird das Kapazitätsspektrum der Wandscheibe dargestellt, ermittelt aus den Verformungen der ersten Eigenform. (siehe Anhang: A 1.4.1, Tab. A 2, Abbildung A 7)

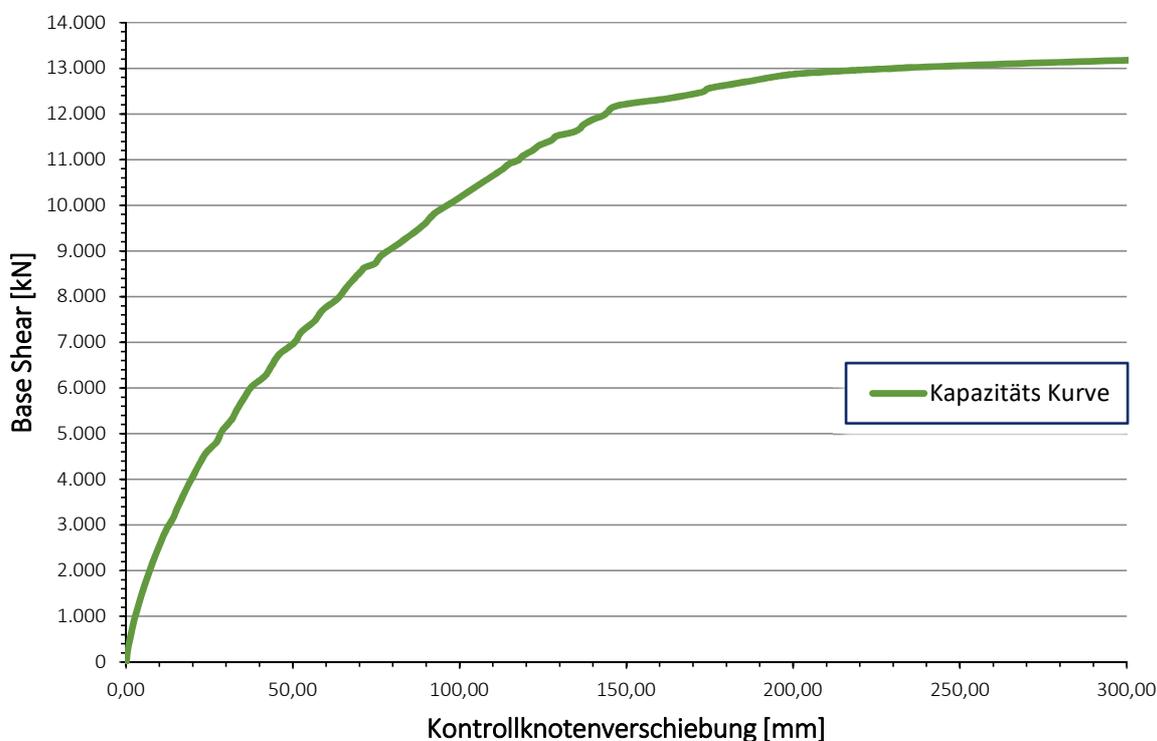


Abbildung 20: Kapazitätsspektrum der Scherwand

Wie in der Grafik gesehen werden kann, wird das Plateau der Kapazitätskurve bei einer Verformung von 200 mm und eine Kraft von ~ 13000 kN erreicht. Die Kurve wird folgendermaßen ermittelt: erst werden die Eigenformen des Tragwerks ermittelt, in den meisten Fällen ist die erste Eigenform die maßgebende in der betrachteten Richtung. Aus der Eigenform werden die Lasten berechnet, die zur Auslösung der Verformung der Eigenform zuständig sind. Danach werden diese Lasten schrittweise erhöht, unter Berücksichtigung der vertikal wirkenden modalen Massen.

In der Kapazitätskurve wird der Fundamentalschub (Base shear) - resultierend aus der Summe der Lasten - und die Verschiebung des Kontrollpunktes dargestellt.

8.3.3 Nichtlineare statische Berechnung nach EC8

Das Ziel der nichtlinearen statischen Berechnung ist die Ermittlung der Zielverschiebung eines Tragwerks oder Teiltragwerks. Benötigt für diese Untersuchung wird das elastische Antwortspektrum und die vorhin beschriebene Kapazitätskurve. Um die Zielverschiebung zu ermitteln muss die Kapazitätskurve und das Antwortspektrum im selben Diagramm dargestellt werden.

Dazu muss die Wand in einen äquivalenten Einmassenschwinger transformiert werden, da die Y-Achse des Diagramms die Spektralverschiebung darstellt. Die Transformation wird durch Sofistik ausgeführt, die dazugehörigen Werte berechnet, wie unter anderem:

- Der Transformationsbeiwert

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i} \quad (35)$$

Mit:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (36)$$

Und:

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (37)$$

F^* und d^* , die Kraft und Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers, lassen sich durch den Transformationsbeiwert und F_b und d_n die Gesamterdbebenkraft und Verschiebung des Kontrollknotens des Mehrmassenschwingers berechnen.

Als zweites muss die idealisierte elastisch-ideal-plastische Kraft-Verschiebungs Beziehung bestimmt werden. Diese lineare Annäherung kann auf der Abbildung 16 betrachtet werden und wird mit der Gleichsetzung der Flächen unter den linearen und nichtlinearen Kurven ermittelt. (siehe Anhang: A 1.4.1, Abbildung A 8)

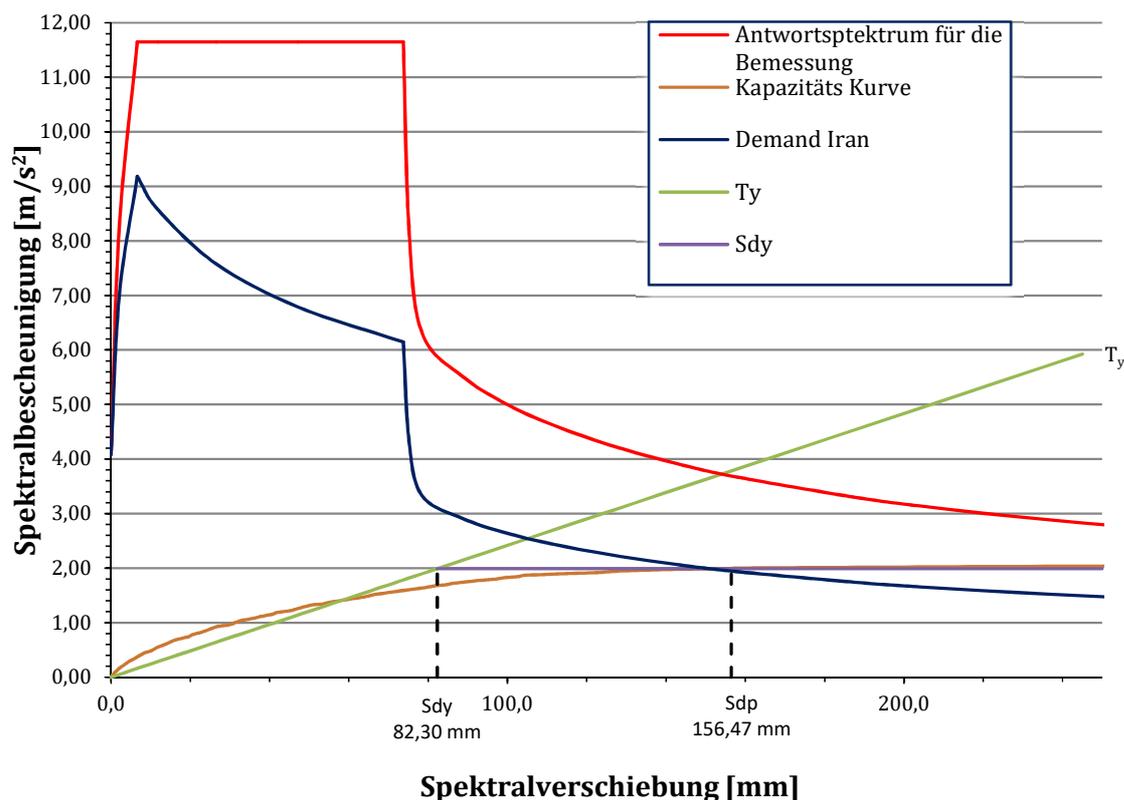


Abbildung 21: Ermittlung des Performance Points, EC 8 Methode

8.3.4 Die Ergebniswerte der Pushover Berechnung:

Tab. 14: Ergebnisse der Pushover-Berechnung (siehe Anhang: A 1.4.1, Abbildung A 9)

μ	R_{yy}, R_{yp}	T_y, T_p	S_{dy}, S_{dp}	S_{ay}, S_{ap}	u_y, u_p	V_{by}, V_{bp}
[-]	[-]	[sec]	[mm]	[m/sec ²]	[mm]	[kN]
1,895	1,895	1,28	82,30	1,99	115,20	12.959,00
	1,895	1,76	156,47	1,99	219,01	12.959,00

mit:

- μ als Duktilitätsfaktor für Verschiebung;
- R_{yy}, R_{yp} Reduktionsfaktor infolge Duktilität am Fließpunkt und Performance Punkt;
- T_y, T_p Perioden am Fließpunkt und Performance Punkt;
- S_{dy}, S_{dp} spektrale Verschiebungen am Fließpunkt und Performance Punkt;
- S_{ay}, S_{ap} spektrale Beschleunigungen am Fließpunkt und Performance Punkt;
- u_y, u_p Kontrollknotenverschiebung am Fließpunkt und Performance Punkt;
- V_{by}, V_{bp} Base-Shear am Fließpunkt und Performance Punkt.

8.3.5 Maximale Verformung der Wandscheibe

Um die maximale Verformung der Wandscheibe zu ermitteln wurde eine Hilfskonstruktion im Berechnungsprogramm Sofistik gebaut um einen Laborversuch ähnlichen Zustand zu erreichen. Da bei der Ermittlung der Kapazitätskurve die Lasten am Tragwerk schrittweise erhöht werden, ohne das Verformungsvermögen zu beachten, musste eine zweite Kontrolle durchgeführt werden, um die Ergebnisse der Pushover Berechnung zu überprüfen. Die Frage ist, ob das Tragwerk das Verformungsvermögen, zur Erreichung des Performance Punktes besitzt. Diese kann durch eine Untersuchung ermittelt werden, wo die Scherwand durch eine Hilfskonstruktion schrittweise gedrückt wird, durch Auflagerverschiebungen der Hilfskonstruktion. Dadurch erhält man eine verformungsgesteuerte Analyse, die zu einer Kapazitätskurve führt, welche aus dem Zusammenhang der Verschiebung eines Referenzpunktes und der Federkraft, die zu dem gedrückten Auflager gehört, entsteht. So kann man die maximale Verformung der Wand ermitteln, die mit dem abfallenden Ast der Last-Verformungskurve gekennzeichnet wird.

Die Last infolge der aufgezwungenen Verformung, wird über den Waagebalken gleichmäßig auf die Stockwerke verteilt. Die Kräfte ergeben sich proportional zu den Hebelarmen der Waagebalken, diese Hebelarme wurden so ermittelt, dass die Verteilung der Kräfte den aus der Stockwerksmasse resultierenden Ersatzkräften entsprechen. (siehe Anhang: A 1.4.2)

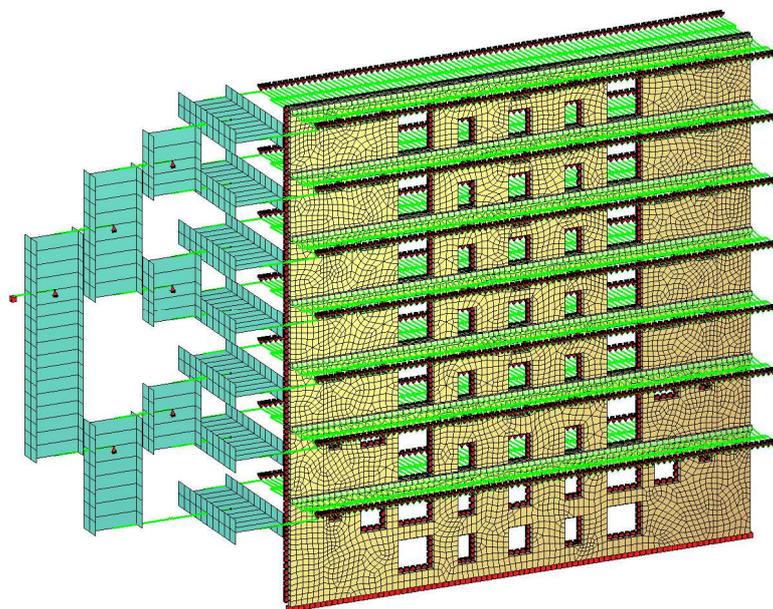


Abbildung 22: Hilfskonstruktion für die Ermittlung der maximalen Verformung

Wie aus der Grafik erkennbar ist tritt der Kollaps (u_{Kollaps}) später ein als der Performance Punkt (u_{pp}). Dadurch wird gewährleistet, dass die Wand den aus der Erdbebenbelastung kommenden Kräften widerstehen kann. Weiterhin wird hier gezeigt, dass die Kapazitätskurve, ermittelt

aus der Pushover-Berechnung und die Kurve aus der Verformungsgesteuerten Untersuchung einen sehr ähnlichen Verlauf zeigen. Dies dient auch als Kontrolle für die nach Eurocode ermittelten Ergebnisse.

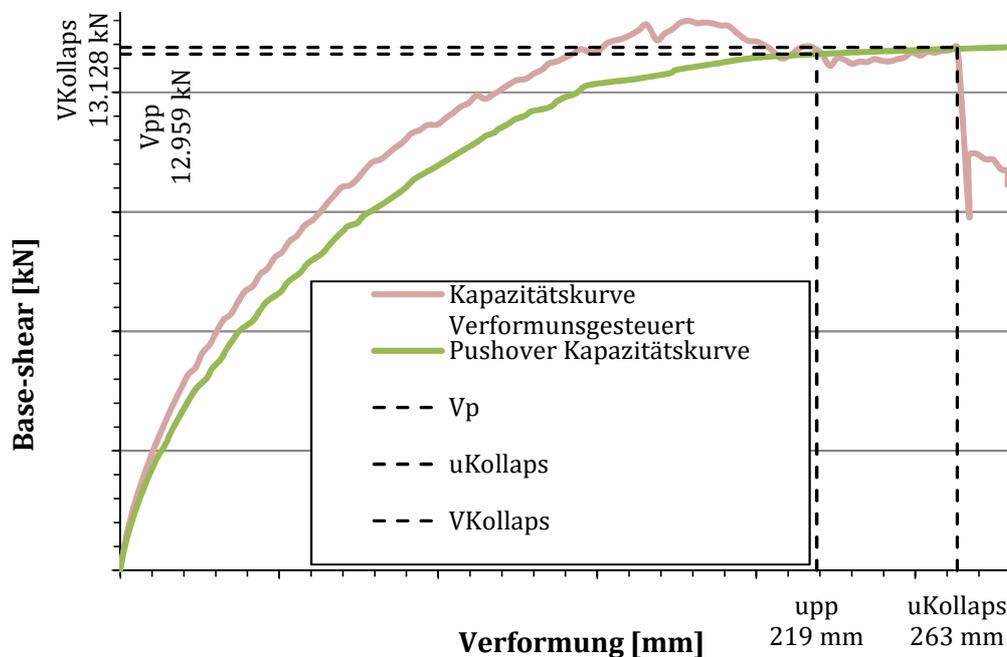


Abbildung 23: Ermittlung der maximalen Verformung (Anhang: Tab. A 3)

8.4 Ergebnisse der Zeitverlaufsrechnung

8.4.1 Zeitverläufe

Laut EN 1998-1 ([1]) und der Iranischen seismischen Norm ([24]) müssen die Zeitverläufe die folgenden Bedingungen erfüllen:

Bedingungen laut EN 1998-1 (vgl [1] Abschnitt 3.2.3.1.2)

- (1) Künstliche Beschleunigungszeitverläufe müssen so erzeugt werden, dass ihre Antwortspektren dem elastischen Antwortspektrum für 5 % viskoser Dämpfung entsprechen. (ebd.)
- (2) Die Dauer der Beschleunigungszeitverläufe muss zur Magnitude und den anderen einschlägigen Merkmalen des Erdbebens, die der Festlegung von a_g zugrunde lagen, konsistent sein. (ebd.)
- (3) Wenn keine standortspezifischen Angaben zur Verfügung stehen, sollte die Mindestdauer T_s des stationären Teils des Beschleunigungszeitverlaufs gleich 10 s sein. (ebd.)
- (4) Die künstlichen Beschleunigungszeitverläufe sollten folgenden Regeln genügen:
 - a) Es sollten mindestens 3 Beschleunigungszeitverläufe verwendet werden.

- b) „Das Mittel der Beschleunigungs-Spektralwerte für die Nullperiode (berechnet aus den einzelnen Zeitverläufen) sollte nicht kleiner sein als der Wert von $a_g S$ für den betrachteten Standort.“ (aus [1] Abschnitt 3.2.3.1.2)
- c) „Im Periodenbereich zwischen $0,2T_1$ und $2T_1$, wobei T_1 die Eigenschwingungsdauer des Tragwerks in Richtung der Einwirkung des Beschleunigungszeitverlaufs ist, sollte keine Ordinate des mittleren, mit 5 % gedämpften elastischen Spektrums, aus allen Zeitverläufen berechnet, kleiner sein als 90 % des zugehörigen Werts des mit 5 % gedämpften elastischen Antwortspektrums.“ (aus [1] Abschnitt 3.2.3.1.2)

Laut iranischer Norm (vgl. [24]) werden für Punkt c) andere Werte berücksichtigt:

- a) Im Periodenbereich zwischen $0,2T_1$ und $1,5T_1$, wobei T_1 die Eigenschwingungsdauer des Tragwerks in Richtung der Einwirkung des Beschleunigungszeitverlaufs ist, sollte keine Ordinate des mittleren, mit 5 % gedämpften elastischen Spektrums, aus allen Zeitverläufen berechnet, mit mehr als 10 % kleiner sein als 1,3-mal des zugehörigen Werts des mit 5 % gedämpften elastischen Antwortspektrums.

Im Falle, dass eine 3D Struktur berechnet wird, wird immer ein Paar von Beschleunigungszeitverläufen genommen, die aus Verläufen in beide Hauptrichtungen wirken. In einem Fall wo ein 2D Modell berechnet wird, wie auch im Rahmen dieser Diplomarbeit, wird der zugehörige Beschleunigungszeitverlauf für die Bemessung berücksichtigt.

8.4.2 Skalierung der Zeitverläufe

Eine Skalierung der Zeitverläufe kann mit mehreren Methoden durchgeführt werden. Die Auswahl und Skalierung der Bodenbewegungen sind kritisch zur linearen und nichtlinearen Zeitverlaufsrechnung. Es gibt drei verschiedene Optionen für die Auswahl von Zeitverläufen: Bemessungsspektrum kompatible künstliche Zeitverläufe, synthetische Verläufe von seismologischen Modellen und echte Beschleunigungszeitverläufe aufgenommen bei Erdbeben. Da die Datenbanken eine zunehmende Anzahl von natürlichen Akzelerogrammen haben, werden diese immer häufiger benutzt. Wenn echte Erdbeben Akzelerogramme benutzt werden, müssen sie so skaliert werden, dass sie dem Design Spektrum durchgängig oder über einen spezifizierten Teil des Spektralbereichs entsprechen. Dies kann sehr schwierig sein, da die Bemessungsspektren nicht dazu bestimmt sind die Bewegung eines einzelnen Erdbebens darzustellen. (vgl. [18], [19])

- Echte Beschleunigungszeitverläufe: echte Bodenbewegungs-Akzelerogramme enthalten sehr viele Informationen über Bodenbewegung und zeigen die Faktoren, die Akzelerogramme beeinflussen. Wie schon erwähnt, ist es aber immer noch schwer die zugehörigen Zeitverläufe für manche Standorte zu finden. (ebd.)
- Künstliche Zeitverläufe: Das Hauptziel bei künstlichen Zeitverläufen ist einen Beschleunigungszeitverlauf zu generieren, das ein Antwortspektrum aufweist, das dem vorbestimmten Zielspektrum so nahe wie gewünscht liegt. Das Computerpro-

gramm SIMQKE (Gasparini und Vanmarcke, 1976) berechnet eine Leistungsspektaldichte -Funktion aus einem spezifizierten glatten Antwortspektrum und verwendet diese Funktion, um die Amplituden sinusförmiger Signale abzuleiten, die zufällige Phasenwinkel aufweisen, die gleichmäßig zwischen 0 und 2π verteilt sind. Diese sinusförmigen Bewegungen werden summiert, um einen Zeitverlauf zu erzeugen.

- Synthetische Zeitverläufe: Synthetische Akzelerogramme können aus seismologischen Quellenmodellen erzeugt werden. Die Generierung ist oft problematisch, da es notwendig ist ein spezifisches Erdbebenszenario in Bezug auf Magnitude, Bruchmechanik, geologische Bedingungen und Standort zu definieren, Informationen, die in den meisten Fällen nicht verfügbar sind. (vgl. [18], [19])

Skalierungsmethoden

Bodenbewegungsskalierung in der Zeitdomäne: Bei diesem Ansatz wird die aufgezeichnete Bewegung einfach um einen konstanten Skalierungsfaktor gleichmäßig nach oben oder unten skaliert, um die beste Übereinstimmung mit dem Zielspektrum über einen interessierenden Periodenbereich herauszufinden, ohne den Frequenzinhalt zu ändern. Es könnte festgestellt werden, dass die Akzelerogramme nur hinsichtlich der Amplitude skaliert werden sollten. (ebd.)

$$\min|\text{Diferenz}| \Rightarrow \frac{d|\text{Diferenz}|}{d\alpha} = 0 \Rightarrow \alpha = \frac{\sum_{T=T_A}^{T_B} (S_a^{\text{vorh}}(T) S_a^{\text{Ziel}}(T))}{\sum_{T=T_A}^{T_B} (S_a^{\text{vorh}}(T))^2} \quad (38)$$

mit:

S_a^{Ziel} als Ziel Beschleunigungs-Antwortspektrum;

S_a^{vorh} als der Vorhandene echte Zeitverlauf;

α als Skalierungsfaktor;

T, T_A, T_B als Periode des Oszillators, untere Periode der Skalierung und obere Periode der Skalierung

Die zweite Methode ist die Bodenbewegungsskalierung in der Frequenzdomäne:

Diese Methode basiert auf dem Konzept, tatsächliche Datensätze zu verwenden, um Zeitverläufe zu erzeugen, die zu einem gegebenen Zielantwortspektrum passen. Die physikalischen Eigenschaften der Erdbebenbewegung bleiben während des gesamten Verfahrens erhalten, wodurch die Technik im Vergleich zur klassischen künstlichen Zeitverlaufsgenerierung vorteilhaft ist. Eine Frequenzbereichs-Skalierungsmethodik verwendet einen tatsächlichen Datensatz, um eine ähnliche Bewegung zu erzeugen, die nahezu perfekt einem Ziel-Bemessungsspektrum entspricht. (ebd.)

8.4.3 Zeitverläufe

Wie im vorigen Punkt beschrieben, werden 3 verschiedene Beschleunigungszeitverläufe berücksichtigt. Die Erstellung dieser Verläufe erfolgt im Sofistik Berechnungsprogramm nach der SIMQKE Methode. SIMQKE wird benutzt, um künstliche Beschleunigungszeitverläufe zu generieren, mit Hilfe einer trapezförmigen Intensitätsfunktion, was mit Anstiegszeit, Pegelzeit, gewünschter Beschleunigungsdauer und gewünschter maximaler Bodenbeschleunigungsdauer ausgestattet wird. Die Schritte der Generierung sind die Folgenden:

- Als erstes muss die Dauer gewählt werden. Bei der Berechnung dieses Gebäudes wurden die Manjil Erdbeben (20. Juni 1990) und die Tabas Erdbeben (16. September 1978) herangezogen. Beim Vergleich der Akzelerogramme der beiden Erdbeben wurden 45 Sekunden als Dauer der Zeitverläufe gewählt (vgl. [25]):
- Als nächstes wird eine Intensitätsfunktion gewählt, die der Form von dem Zeitverlauf entspricht, diese werden zur Simulation des transienten Charakters echter Erdbeben herangezogen. Wie unter Punkt 8.5.1 Unterabschnitt (3) beschrieben wurde, soll die Mindestdauer des stationären Teils der Beschleunigung mindestens 10 s sein. Für die Simulierung von Erdbebenzeitverläufen wird die Compound Intensitätsfunktion benutzt, die mit einem stationären Teil von 10 s folgendermaßen aussieht (vgl. [20]):

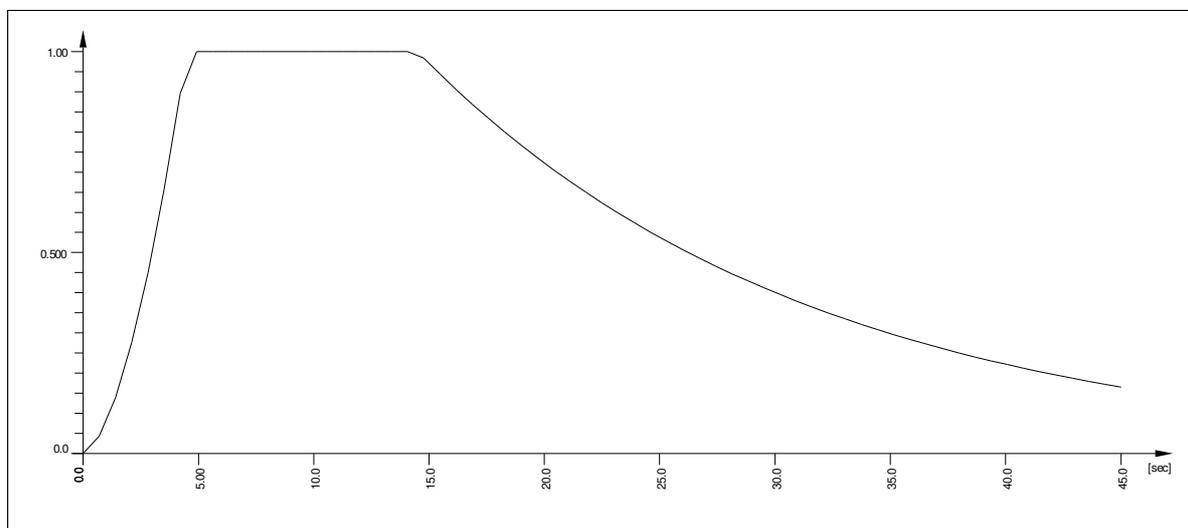


Abbildung 24: Intensitätsfunktion

- Nach der Angabe der Bodenbeschleunigungswerte und der notwendigen Skalierung wird der Beschleunigungszeitverlauf generiert, der folgendermaßen aussieht:

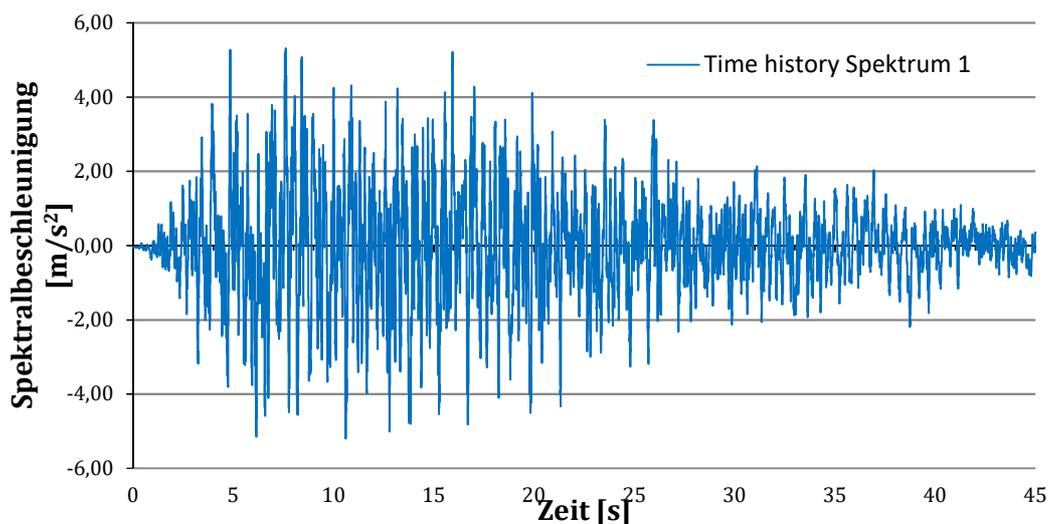


Abbildung 25: Zeitverlauf generiert in Sofistik

Durch Wiederholen dieser Schritte werden noch weitere Zeitverläufe generiert, die dann skaliert und verglichen werden können mit dem, mit 5 % gedämpften, elastischen Spektrum.

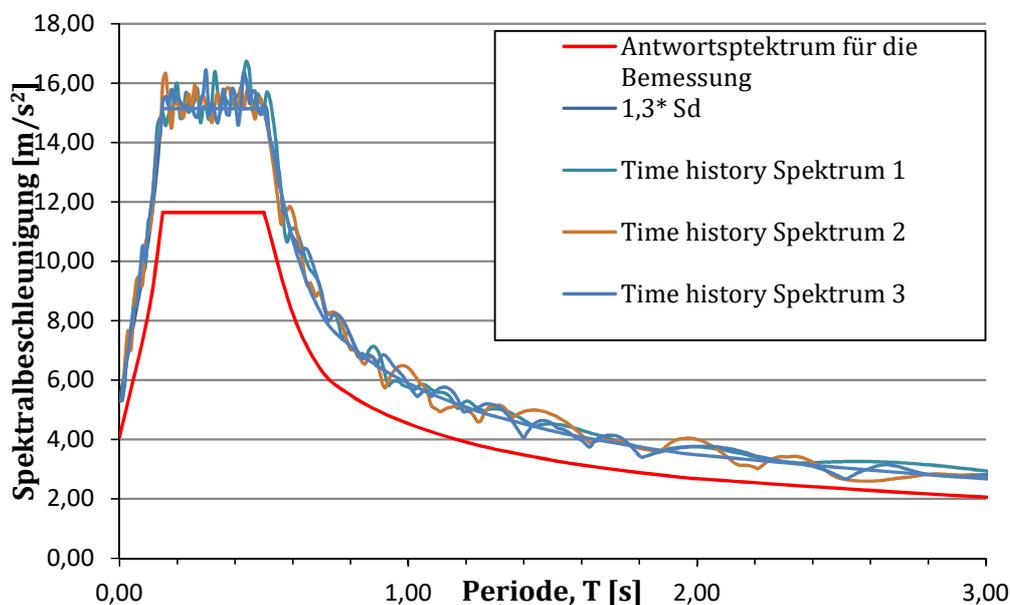


Abbildung 26: Der skalierte Zeitverlauf und das Antwortspektrum

In der Abbildung 26 wird gezeigt wie die SIMQKE Methode die Zeitverläufe Anhand eines vorgegebenen Antwortspektrums generiert. Für die Skalierung wurde 1,3-mal das Bemessungsspektrum eingegeben. Der Verlauf zeigt wie genau die generierten 3 Zeitverläufe der Linie des erhöhten Antwortspektrums folgen.

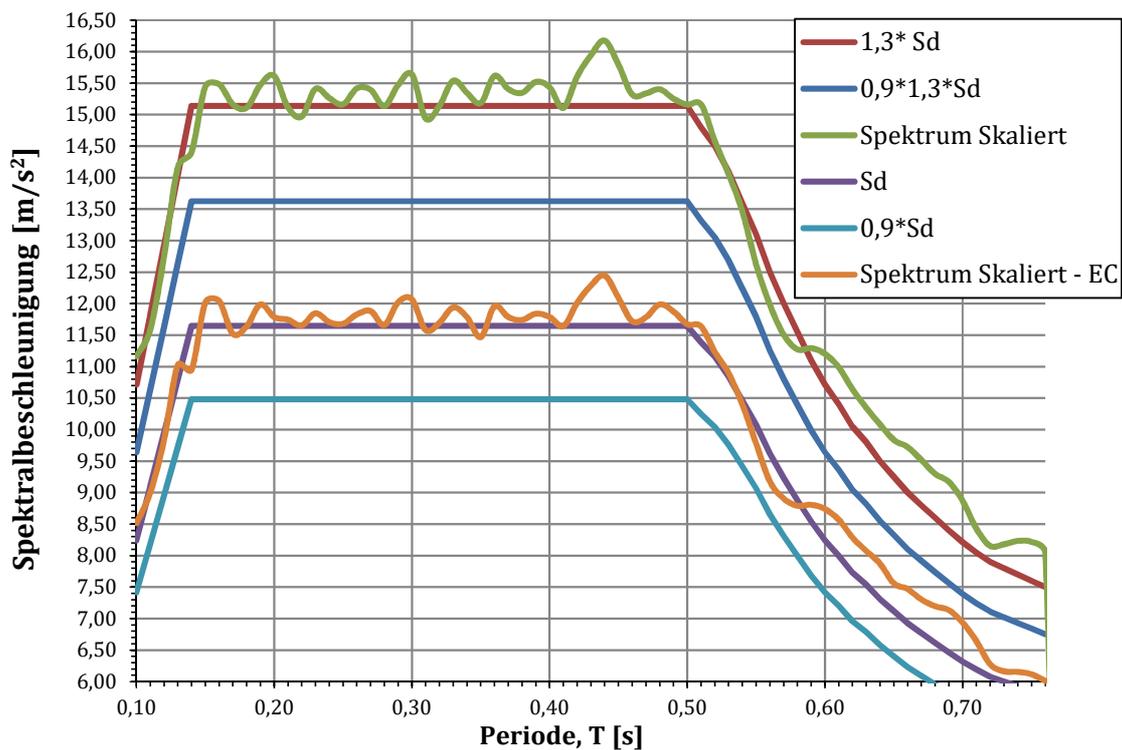


Abbildung 27: Skalierte Spektren nach EC und iranischer Norm

Die Abbildung 27 zeigt die visuelle Kontrolle der Skalierung der Mittelwerte der drei Zeitverläufe werden mit den Anforderungen der iranischen Norm und der Eurocode (8.4.1) verglichen. Es wird klar dargestellt, dass die Mittelwerte in beiden Fällen über die jeweiligen Kontrolllinien – nicht weniger als 90% des Antwortspektrums laut Eurocode, und nicht weniger als 90% des mit 1,3 erhöhten Antwortspektrum laut iranischer Norm – bleiben. Somit ist sichergestellt, dass die Zeitverläufe die Anforderungen erfüllen.

8.4.4 Ergebnismwerte der nichtlinearen dynamischen Analyse

Tab. 15: Ergebnisse der nichtlinearen dynamischen Analyse

THA EC			THA Iran		
Höhe	Zeitverlaufsberechnung		Höhe	Zeitverlaufsberechnung	
[m]	d [mm]	V [kN]	[m]	d [mm]	V [kN]
4,60	0,0	32815,7	4,60	0,0	38653,1
8,67	48,7	34477,3	8,67	67,5	34698,2
14,52	68,8	24291,9	14,52	95,8	29474,2
19,72	83,4	25291,9	19,72	117,5	28030,6
24,92	98,7	24297,2	24,92	136,4	27419,5
30,12	111,1	21319,6	30,12	153,4	25317,5
35,32	123,7	18146,1	35,32	169,1	20132,3
40,52	135,8	13643,3	40,52	184,4	14145,1

In der Tabelle 18 werden die Ergebnisse der Zeitverlaufsberechnung dargestellt, diese Ergebnisse repräsentieren die Größtwerte von drei verschiedenen berechneten Zeitverläufen. Interessant bei diesen Ergebnissen ist, dass, im Gegensatz zu den anderen drei Methoden, die Scherkräfte in den Geschoßen nicht von oben nach unten immer geringer werden, sondern eine wellenartige Form annehmen. Werden die Ergebnisse der Zeitverlaufsberechnung nach Eurocode betrachtet (Tab. 15), wird ersichtlich, dass die Kräfte von unten zunehmen und dann wieder nach oben geringer werden. In anderen Berechnungen in wissenschaftlichen Artikeln sind ähnliche Verteilungen zu finden. ([30]: Fig. 7, Fig.8; [31]: Seite 279) Man erkennt, dass die Berechnung nach der iranischen Norm, nämlich eine 1,3-mal höhere Beschleunigung, auch höhere Schubkräfte und Verformungen auslöst. Bei den Verformungen ist der Unterschied höher, als bei den Scherkräften, nämlich: $184,4 \text{ mm}/135,8 \text{ mm} = 1,35$ und $38653,1 \text{ kN}/32815,7 \text{ kN} = 1,18$.

Eine gute lineare händische Kontrolle für die Berechnung ist, wenn man die modale Masse mit dem höchsten Wert der Beschleunigung multipliziert, nämlich:

$$8418,2 \text{ t} \cdot 0,297 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,4 = 34337,8 \text{ kN}$$

Es ist erkennbar, dass eine ziemlich gute Parität mit der, aus der Berechnung nach Eurocode ermittelten Scherkraft erreicht wird.

Weitere Ergebnisse der nichtlinearen Zeitverlaufsberechnung werden im Anhang unter Punkt A 1.5 dargestellt.

8.5 Begrenzung des horizontalen Drift

Laut dem Iranian National Standard No.2800 ([24]) und dem Eurocode 1998-1 muss die horizontale gegenseitige Stockwerksverschiebung eingeschränkt werden:

- Beschränkung laut Iranian National Standard No. 2800 ([24])
 - für Gebäude bis 5 Geschosse:

$$\Delta a < 0,025 \cdot h_i \quad (39)$$

- für Gebäude mit mehr als 5 Geschossen:

$$\Delta a < 0,020 \cdot h_i \quad (40)$$

mit:

- Δa als gegenseitige Stockwerksverschiebung;
- h als Stockwerkshöhe;

- Beschränkung laut EN 1998-1 ([1] Abschnitt 4.4.3.2)
 - für Hochbauten mit duktilen nichttragenden Bauteilen:

$$d_r \nu \leq 0,0075 \cdot h \tag{41}$$

- für Hochbauten mit nichttragenden Bauteilen, die derart befestigt sind, dass sie die Verformungen der tragenden Teile nicht stören:

$$d_r \nu \leq 0,010 \cdot h \tag{42}$$

mit:

d_r als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung;

h als Stockwerkshöhe;

$\nu = 0,40 [-]$ als Abminderungsbeiwert, um die kleinere Wiederkehrperiode der Erdbebeeinwirkung zu berücksichtigen, die mit der Schadensbegrenzungsbedingung verknüpft ist. (für Bedeutungskategorie IV)

- Nach EN 1998-1 ([1] Abschnitt 4.3.4) müssen die Verformungen, die durch eine lineare Berechnung ermittelt wurden erhöht werden.

$$d_s = q_d \cdot d_e \tag{43}$$

mit:

d_s als Verschiebung eines Punktes infolge Erdbeben;

q_d als Verschiebungsverhaltensbeiwert, $q_d = q$ wenn nichts anderes angegeben wird (im Bereich kurzer Perioden kann $q_d > q$ sein)

d_e Verschiebung ermittelt mit einer linearen Berechnung

In diesem Fall werden die Verschiebungen mit $q=6$ erhöht.

Tab. 16: Vergleich der Verformungen mit den Maximalwerten

Geometrie		Iran	EC	VASM [mm]			MASM [mm]		
Geschoss	Höhe	$\Delta a < 0,020 \cdot h_i$	$d_r \leq 0,01 h/\nu$	d	d_r	$q= 6,0$	d	d_r	$q= 6,0$
UG1	8,67 m	173,4 mm	216,8 mm	2,5	2,5	15,1	2,3	2,3	13,9
EG	5,85 m	117,0 mm	146,3 mm	4,6	2,1	12,7	4,4	2,1	12,7
OG1	5,20 m	104,0 mm	130,0 mm	6,8	2,1	12,8	6,5	2,1	12,5
OG2	5,20 m	104,0 mm	130,0 mm	8,9	2,2	13,0	8,6	2,1	12,6
OG3	5,20 m	104,0 mm	130,0 mm	11,0	2,1	12,4	10,6	2,0	11,9
OG4	5,20 m	104,0 mm	130,0 mm	12,9	1,9	11,4	12,3	1,7	10,2
OG5	5,20 m	104,0 mm	130,0 mm	14,7	1,8	10,8	13,9	1,6	9,6
Summen	40,52 m			88,2			83,4		

Pushover EC [mm]		THA EC [mm]		THA Iran [mm]	
d	d_r	d	d_r	d	d_r
34,0	34,0	48,7	48,7	67,5	67,5
74,0	40,0	68,8	20,1	95,8	28,3
110,5	36,5	83,4	14,6	117,5	21,7
143,6	33,1	98,7	15,3	136,4	18,9
177,0	33,4	111,1	12,4	153,4	17,0
200,9	23,9	123,7	12,6	169,1	15,7
219,9	19,0	135,8	12,1	184,4	15,3
219,9		135,8		184,4	

Wie man in der oberen Tabelle sehen kann, werden die Maximalwerte der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen bei den Anforderungen nach Iranischer seismischer Norm sowie laut Eurocode eingehalten.

8.6 Vergleich der Ergebnisse

Für den Vergleich dieser vier Verfahren stehen die folgenden fünf Kenngrößen zur Verfügung: Verhaltensbeiwert, Grundschwingzeit, Gesamterdbebenkraft, Schubbemessung und Verschiebung.

Tab. 17: Vergleich der Ergebnisse

	VASM	MASM	Pushover EC	THA EC	THA Iran
Verhaltensbeiwert	6	6	1,895	-	-
Periode	0,45 s	0,45 s	1,28 s	-	-
Gesamterdbebenkraft	13.912,5 kN	12.868,2 kN	12.959,0 kN	32.815,7 kN	38.653,1 kN
Schubkraft	83.475,0 kN	77.209,2 kN	24.557,3 kN	32.815,7 kN	38.653,1 kN
Verformung	89,4 mm	83,4 mm	213,9 mm	135,8 mm	184,4 mm

8.6.1 Vergleich der Verhaltensbeiwerte

Laut EN 1998-1 berücksichtigt der Verhaltensbeiwert das nichtlineare Verhalten des Tragwerks mit der Reduzierung, der durch nichtlineare Berechnung ermittelten Kräfte. (vgl. [1]) Bei der vereinfachten und modalen Antwortspektrumanalyse wird dieser Beiwert nach den Empfehlungen für die Region entsprechenden Normen gewählt. Bei der Pushover-Analyse hingegen wird dieser Wert aus dem Verhältnis des linearen Anteils der Verschiebung und der Gesamtverschiebung berechnet.

8.6.2 Vergleich der Ersatzkräfte

Sowohl bei der vereinfachten Antwortspektrum-Methode (Ersatzkraftverfahren), als auch für das modale Antwortspektrumverfahren wird eine maximale Ersatzlast berechnet, die auf das Tragwerk wirkt. Dies wird auch mit Fundamentalschub oder Base-shear bezeichnet. Das Prinzip zur

Ermittlung ist bei diesen beiden Verfahren gleich. Bei der Pushover Analyse kann auch eine ähnliche Ersatzlast ermittelt werden, allerdings mit einer anderen Vorgehensweise. Die Verschiebung des Gebäudes wird Stück für Stück erhöht und dabei die Kraft, die zur Auslösung dieser Auslenkung nötig ist, ermittelt. Es ist erkennbar, dass die vereinfachte Antwortspektrummethode, die modale Antwortspektrummethode und die nichtlineare statische (Pushover-Berechnung) ungefähr die gleichen Ersatzkräfte liefern, die nichtlineare dynamische Methode aber deutlich höhere. Wenn aber die Kräfte zu einer Schubbemessung gesucht werden, wo die Ersatzkraft der linearen Methoden noch mit dem Verhaltensbeiwert multipliziert werden muss (vgl. [1] Abschnitt 5.5.2.4.1), kommt man mit den linearen Methoden auf das mehrfache der nichtlinearen Methoden.

8.6.3 Vergleich der Verformung

Wie es aus der Tabelle 16 gut erkennbar ist, führen nichtlineare Berechnungen zu viel höheren Verformungsergebnissen wie lineare Berechnungen. Von den 4 Verfahren erhält man aus der Pushover-Berechnung die größten Verformungen, mehr als doppelt so groß wie aus den herkömmlichen linearen Methoden und zirka 1,5-mal die von der nichtlinearen dynamischen Methode. Aus diesen Berechnungen kann man erkennen, dass die nichtlineare statische Berechnungsmethode, die beste ist für die Ermittlung der maximalen Verformungen, die infolge von Erdbeben entstehen können.

8.6.4 Vergleich der Berechnungszeit

Noch ein wichtiger und interessanter Vergleich ist die von dem Berechnungsaufwand der Verfahren. Die Berechnungen wurden mit dem gleichen Berechnungsprogramm und den selben Berechnungseinstellungen durchgeführt. Es wurde das gleiche statische System eingegeben mit der gleichen Last und Finite Elementen Teilung.

Tab. 18: Berechnungsaufwand der Methoden

	MASM	Pushover-Methode	THA
Berechnungszeit	10 Minuten	2,8 Stunden	8,2 Stunden

Wenn man die Werte in dieser Tabelle näher betrachtet, ist zu erkennen, dass die Berechnung von größeren räumlichen Modellen sehr unwirtschaftlich sein kann, die Berechnung mit den nichtlinearen Methoden sehr gut begründet sein muss. Die Pushover Methode, bei der die Teilung eines Gebäudes und die einzelne Berechnung der Scherwände erlaubt ist, kann noch sinnvoll sein, da, wie es in den Ergebnissen gezeigt wurde, hier die größten Werte der Verformung vorkommen. Die Zeit und der benötigte Speicherplatz für eine Zeitverlaufsrechnung ist aber nur in den seltensten Fällen begründbar, da obwohl man zu sehr genauen Ergebnissen kommt, der Aufwand sehr unwirtschaftlich ist, da eine modale Analyse in den meisten Fällen ziemlich schnell zu genügend genauen Ergebnisse führt

9 Fachwerkmodell (vgl. [16], [17])

9.1 Grundlagen

Wie in einem Bauteil die Lasten von den belasteten Rändern bis zu den Auflagern geleitet werden, zeigen uns die Trajektorienbilder. Diese haben eine Ähnlichkeit zu Strömungsbildern, weswegen wir auch die Abtragung der Lasten als Kraftfluss bezeichnen. Durch dieses Wissen kann ein viel besseres Verständnis des Tragverhaltens und eine bessere konstruktive Durchbildung des Bauteils erzielt werden. Der Kräftezustand eines Tragwerks verändert sich erheblich bei dem Übergang von Zustand I in II. Im Zustand II wird die volle Zugkraft durch die Bewehrung aufgenommen, die meist senkrecht oder parallel zu den Bauteilrändern eingebaut wird. Mit Hilfe von Fachwerkmodellen kann der Kraftfluss in einem Tragwerk sehr gut modelliert werden. (ebd.)

Als erstes wurden Balken, wandartige Träger und Konsolen modelliert, aber es können in entsprechender Weise alle Stahlbetonbauteile und Tragwerke durch Fachwerke - die wir Stabwerkmodelle nennen - bemessen und modelliert werden. Es können zwei Elemente unterschieden werden, nämlich Druck- und Zugstäbe, die jeweils die Spannungsfelder und die Bewehrung symbolisieren. Bei der Bemessung muss auch auf die Knotenpunkte, in denen sich Zug und Druckkräfte treffen, geachtet werden. (ebd.)

9.2 Unterteilung des Tragwerks in B- und D-Bereiche

B-Bereiche (B entsprechend Bernoulli) sind Teile des Tragwerks, wo die Bernoulli-Hypothese vom ebenbleiben der Querschnitte bei der Verformung ausreichend genau erfüllt ist. B-Bereiche sind grundsätzlich Balken und Platten mit ungefähr gleichmäßiger Dicke und Belastung. Der Spannungszustand kann aus den Schnittgrößen mit Standardverfahren abgeleitet werden. Wenn der Querschnitt die Grenze von Zustand I überschreitet, wird anstelle von der technischen Biegelehre meistens zu einem Fachwerkmodell gegriffen. (ebd.)

Bei D-Bereichen (D entsprechend Diskontinuität) handelt es sich um Bereiche mit plötzlichen Änderungen in der Tragwerksform, oder konzentrierte Belastungen. Beispiele hierfür sind Querschnittssprünge, Aussparungen und statische Diskontinuitäten wie Einzellasten, Spannkraftverankerungen. Solange keine Rissbildung erfolgt, können auch D-Bereiche mit herkömmlichen Methoden wie finite Elemente analysiert werden. Sobald die Rissbildung erfolgt, ist einer der besten Lösungen, die Analyse mittels eines Stabwerksmodells, da die nichtlinearen Bauteilbemessungen oft zu aufwändig sind. Ein D-Bereich wird bemessen aus den innerhalb des Bereichs angreifenden Lasten und aus den Schnittgrößen am Übergang von B- auf D-Bereich. (ebd.)

In B-Bereichen gibt es einen ziemlich konstanten Spannungsverlauf im Gegensatz zu D-Bereichen, wo es wegen der Spannungsspitzen einen unregelmäßigen Verlauf gibt. Diese Spannungsspitzen nehmen aber schnell ab, nach dem St. Venant Prinzip kann es angenommen werden, dass die nichtlinearen Spannungen in einer gleichen Entfernung wie die Querschnittshöhe abnehmen und einen linearen Verlauf zeigen. (vgl. [16]; [17])

9.3 Modellierung des Tragwerksmodells als Stabwerk (ebd.)

- 1) Festlegung der Geometrie, Belastung und Auflagerbedingungen des Gesamttragwerks. (Annahmen für die statisch erforderlichen Abmessungen)
- 2) Aufteilung des räumlichen Tragwerks in parallele und senkrechte Ebenen, damit eine Modellierung mittels ebenen Stabwerksmodellen ermöglicht wird. Bei den Knotenpunkten zwischen den aufgeteilten Ebenen sind Auflager- und Übergangsbedingungen festzulegen.
- 3) Ermittlung der Auflagerkräfte des idealisierten Systems mit linear-elastischem oder nicht-linearen Überlegungen.
- 4) Unterteilung des Tragwerks in B- und D-Bereiche
- 5) Ermittlung der Schnittkräfte in den B-Bereichen. Dieser Schritt kann mit Stabwerkmodellen oder nach den Bemessungsverfahren der Eurocode erfolgen.
- 6) Ermittlung der Belastungen der D-Bereiche sowie Lasten, Lagerkräfte und Randspannungen und Radkräfte im Schnitt zwischen B- und D-Bereichen
- 7) Auswählen eines Fachwerkmodells um die resultierenden Kräfte durch den D-Bereich zu leiten. Die Achse der Druckstreben und Zugstäben soll so gewählt werden, dass die mit den Druck- und Zugfeldern zusammenfallen. Danach können die Kräfte in den Stäben ermittelt werden
- 8) Die Effektive Breite der Druckstreben und Knotenpunkte werden durch die berechneten Kräfte und die Betondruckfestigkeit und die Bewehrung wird durch die Betonstahlfestigkeit ermittelt. Die Bewehrung muss in den Knotenpunkten verankert werden.

9.4 Optimierung

Bei der Abbildung des Spannungsverlaufs muss auch auf die Ausführbarkeit geachtet werden. Hier sind ein paar Regeln zu beachten (ebd.):

- Bewehrungsstäbe sollen möglichst gerade sein mit wenigen Abbiegungen und sollten parallel, oder senkrecht zu den Bauteilrändern positioniert werden
- Bauteilränder sollen wegen der Rissbildung oberflächennah bewehrt werden
- Bewehrungsstäbe nehmen im Zustand II die Zugkräfte auf und müssen dadurch auch mit Zugstäben im Modell repräsentiert werden. Dabei können mehrere Stäbe mit ihrer Schwerlinie berücksichtigt werden
- Die Anordnung der Bewehrung soll für verschiedene Lastfälle geeignet sein

- Das Tragwerk strebt die Lasten mit möglichst kleinen Kräften und Verformungen abzuleiten. Weil die Bewehrung sich viel mehr verformt als die Druckstreben, ist es realistischer ein Modell zu wählen mit wenigen kurzen Stäben. Zur Optimierung ist es empfohlen $\sum T_i \cdot l_i$ minimalisieren.

9.5 Bemessung

Bei der Bemessung wird davon ausgegangen, dass die Kräfte in den Stäben schon für die Lasten des Tragwerks ermittelt wurden und mit den Sicherheitsbeiwerten multipliziert wurden.

Wie schon bei unterabschnitt 10.3 erwähnt, bedeutet die Bemessung die Festlegung der Abmessungen der einzelnen Druck- und Zugstreben. Weiterhin muss nachgewiesen werden, dass die Stabkräfte ohne unzulässige Verformungen und die Kraftübertragung zwischen Stäben durch die Knoten funktioniert.

Drei verschiedene Elemente können unterschieden werden_

- Betondruckstrebe (mit oder ohne Druckbewehrung)
- Unbewehrte Betonzugstäbe
- Bewehrte Betonzugstäbe (mit Betonstahl oder Spannstahl)

Während die Bewehrung grundsätzlich lineare eindimensionale Elemente zwischen Knoten sind, repräsentieren Betondruckstreben und Betonzugstäbe dreidimensionale Spannungsfelder, die sich zwischen den Knotenpunkten aufweiten.

9.6 Überprüfung der Bewehrung

Im Rahmen der Diplomarbeit wollte ich die aus der modalen Analyse ermittelte Bewehrung überprüfen. Dazu wurde das Programm CAST benutzt, das ein auf der Universität in Illinois, direkt für die Bemessung von Fachwerkmodellen entwickeltes Programm ist. Die Bewehrung wurde auf die Lasten ermittelt und aus der Pushover Berechnung nach Eurocode überprüft. Die Überprüfung erfolgte in zwei Schritten, zuerst wurde die ganze Wandscheibe, aufgebaut in die horizontalen und vertikalen Lasten angesetzt, daraus erfolgte die Lastableitung in der ganzen Wandscheibe.

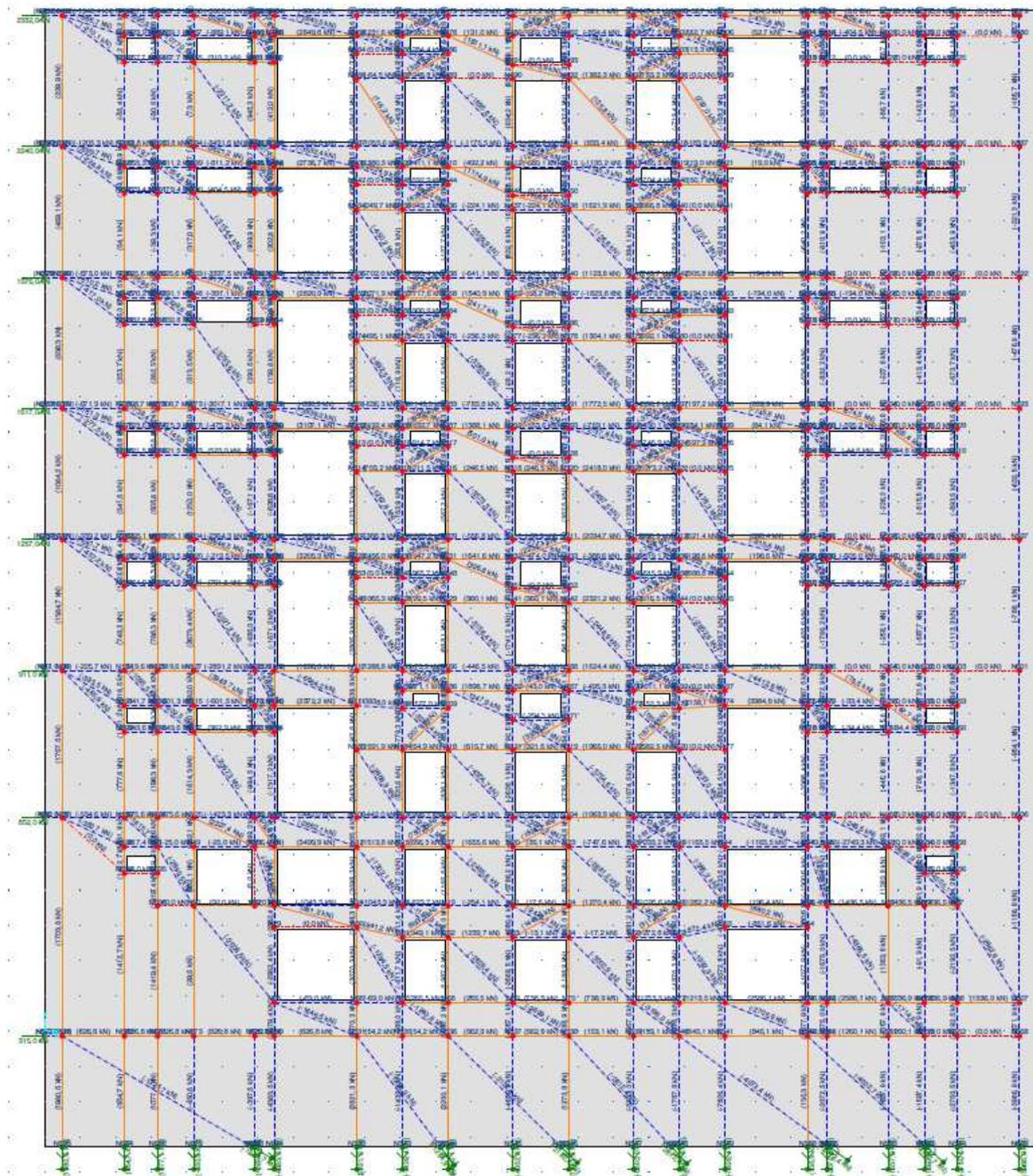


Abbildung 28: Fachwerkmodell der Wandscheibe in CAST

Als zweites musste die Bewehrung in der Wandscheibe angeschaut und modelliert werden. Damit die Überprüfung anschaulicher wird, wurde einer der mittleren Bereiche im Regelgeschoß ausgewählt, da dies einer der typischen D-Bereiche ist, wo die Verwendung eines Fachwerkmodells nützlich ist. Die Abbildung 28 zeigt die, aus der modalen Antwortspektrum-Analyse angeordnete Bewehrung.

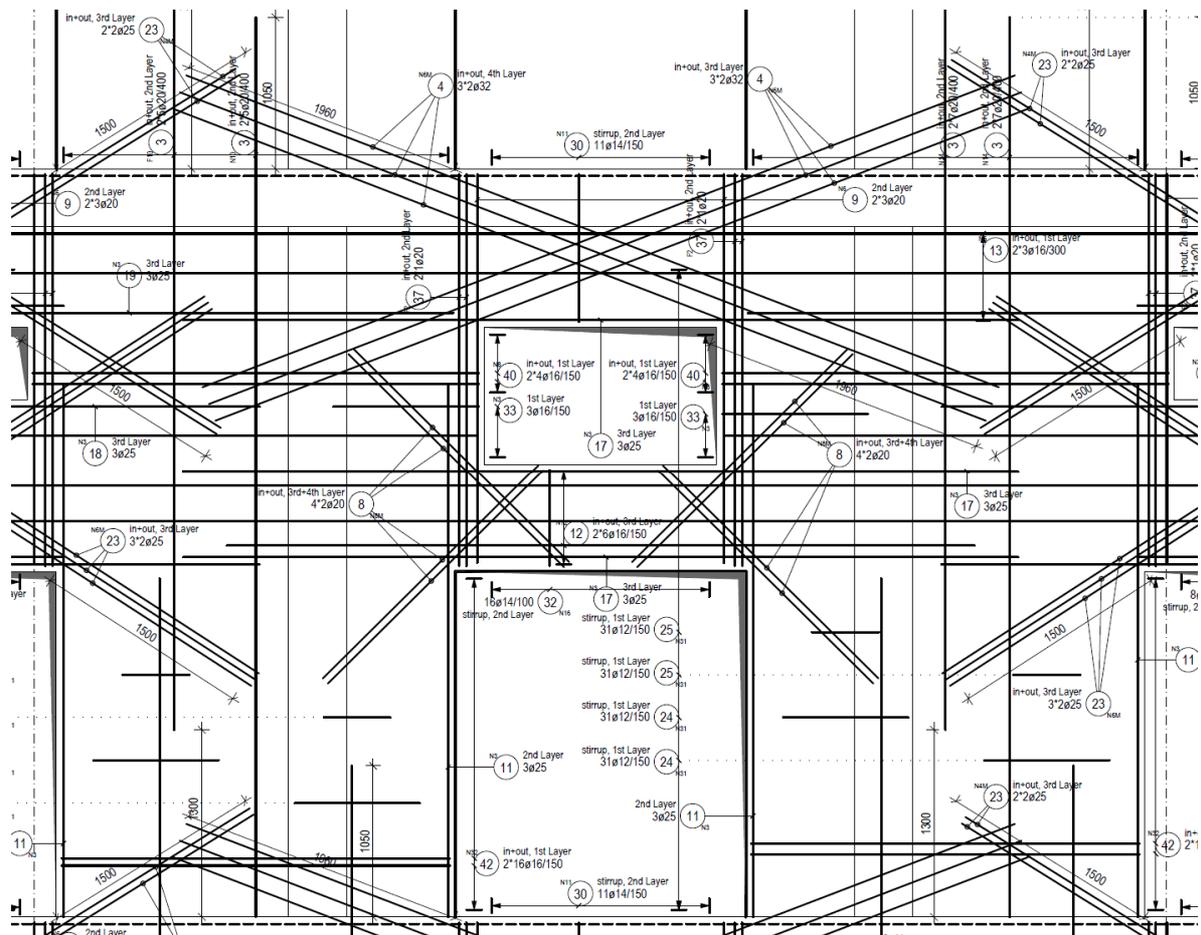


Abbildung 29: Bewehrung des inneren Bereichs (aus [29])

Wie man sehen kann, wurden nach der amerikanischen und der europäischen Norm Diagonalen angeordnet und in den Randbereichen der Wände wurde eine verstärkte enger gelegte Bügelbewehrung gelegt.

In dem Fachwerkmodell wurden alle Bewehrungsstäbe als Zugstäbe modelliert, sowie die Druckstreben im Beton mit der dazugehörigen Breite. Das Programm überprüfte die Ausnutzung der einzelnen Druck- und Zugstreben. Um eine gründlichere Analyse machen zu können, musste das kleine Modell aufgebaut werden, die Randbedingungen konnten dann auf dem Teilmodell aufgebracht werden. Ein Vorteil von einem Teilmodell ist, dass ein viel feineres Fachwerkmodell aufgebaut werden kann und die Optimierung viel einfacher ist.

Die Abbildung 29 zeigt das berechnete Fachwerkmodell des inneren Bereichs mit den Ausnutzungen.

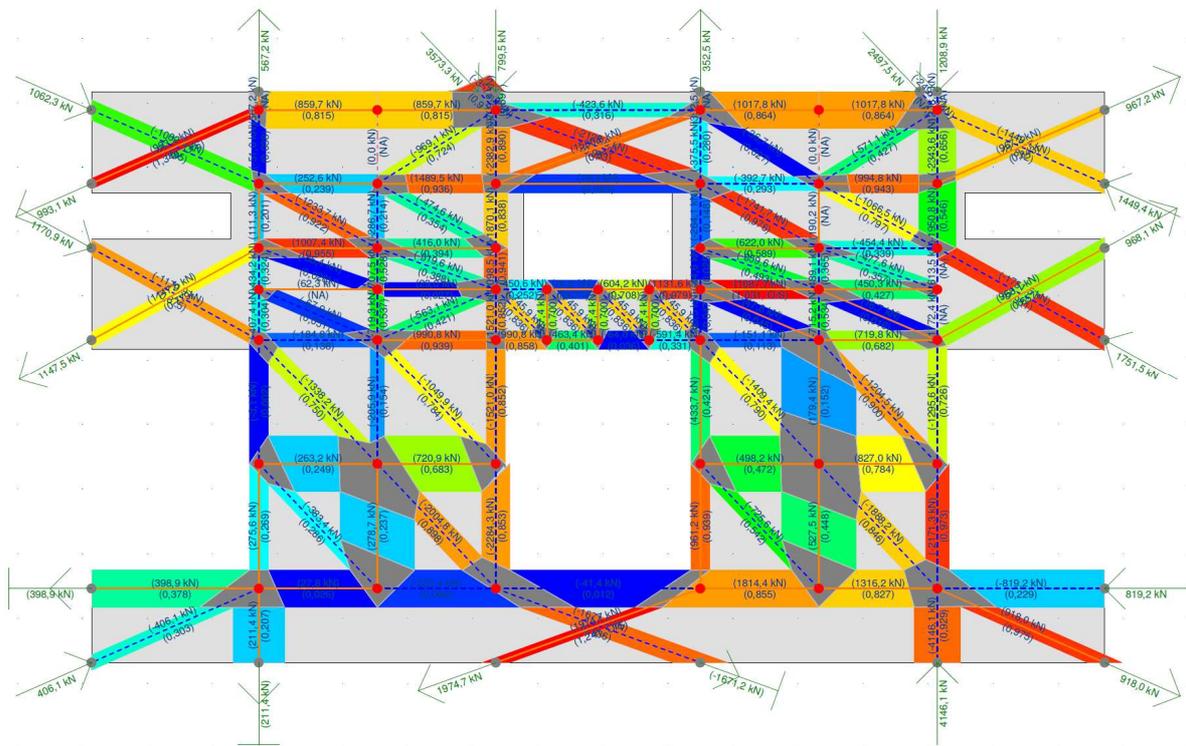


Abbildung 30: Stabwerkmodell des inneren Bereichs

Die Bewehrung, die anhand der modalen Analyse angeordnet wurde, ist zwar stellenweise knapp, aber überall ausreichend für die Lasten der Pushover-Berechnung.

10 Conclusio

Ziel dieser Masterarbeit war es, eine Übersicht der Erdbebenberechnungsverfahren, deren Vor- und Nachteile aufzuzeigen. Weiterhin, zu den drei meist in der Praxis angewendeten Verfahren, nämlich der Ersatzkraft-, Antwortspektrenverfahren, sowie Pushover-Berechnung von denen auch zahlreiche Vergleiche vorhanden sind, auch die Zeitverlaufsberechnung hinzufügen und dadurch alle in der EN 1998-1 ([1]) beschriebenen Verfahren vorzustellen. (An dieser Stelle muss angemerkt werden, dass im Jahr 2020 eine Neuauflage der Eurocode und damit auch eine Überarbeitung von EN 1998 vorgesehen ist. Auf Grund der vorliegenden Entwürfe ist für EN 1998-1 mit maßgebenden inhaltlichen Änderungen zu rechnen.)

Der Vergleich dieser Verfahren erfolgt an einem Gebäude, das während des Schreibens dieser Arbeit gebaut wird. Dies ermöglicht, dass für die Berechnung die wirklichen Daten eines Gebäudes, das in einer Region mit hoher Erdbebenbelastung - und Risiko gebaut wird, angewendet werden können. Die Masterarbeit zeigt die Besonderheiten der Bemessung von gekoppelten duktilen Wänden.

Die Kräftebasierten Ersatzkraft- und Antwortspektrumverfahren, sowie die Verformungs-basierte Pushover Berechnung sind statische Verfahren, all diese Verfahren leiten das Verhalten des Tragwerks aus dem dynamischen Verhalten eines Einmassenschwingers ab. Bei der Zeitverlaufsmethode hingegen, wird eine Schritt- für Schritt Analyse des gesamten Tragwerks, ohne Vereinfachung durchgeführt, mit schrittweise geänderten Systemeigenschaften. Der größte Unterschied dieser Verfahren ist aber in welcher Weise das nichtlineare Systemverhalten berücksichtigt wird. Bei den linearen Methoden wird mithilfe des Verhaltensbeiwerts eine Pauschale Berücksichtigung der Nichtlinearität angewendet, im Gegensatz dazu stehen die nichtlinearen Verfahren, wo das elasto-plastische Verhalten mit Hilfe von nichtlinearen Materialeigenschaften berücksichtigt wird. Die nichtlinearen Verfahren berücksichtigen die plastischen Tragreserven des Tragwerks viel besser, was zu einer genaueren Erfassung der Tragwerksverformungen führt.

Der erhöhte Rechenaufwand der Pushover-Berechnung kann in einigen Fällen berechtigt sein, wobei sich die nichtlineare Zeitverlaufsberechnung nur in sehr speziellen Fällen auszahlt. Diese Berechnungsdauer kann aber in der Zukunft durch die rasche Entwicklung der Computertechnik, signifikant sinken, was zu einer breiteren Verwendung dieser Methode führen kann, da das Erdbeben bei dieser Analyse am wirklichkeitsnahesten berücksichtigt wird.

Literaturverzeichnis

- [1] Austrian Standards Institute: EN 1998-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2013.
- [2] K. Meskouris, K. Hinzen, C. Butenweg und M. Mistler: *Bauwerke und Erdbeben*, Vieweg Verlag, Wiesbaden, 2007.
- [3] R. Heuer: Vorlesungsunterlagen Baudynamik, TU Wien, Wien, 2013.
- [4] ZAMG, „Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik,“ [Online]. Available: <http://www.zamg.ac.at/cms/de/geophysik/lexikon/erdbeben> [Zugriff am 22.03.2018]
- [5] V. Benko: „*Betonbau III*,“ Vorlesungsunterlagen des Inst. für Betonbau, 2017.
- [6] R. Schick, *Erdbeben und Vulkane*, C.H. Beck'sche Verlagsbuchhandlung, 1997.
- [7] Müller, Keintzel: „*Erdbebensicherung von Hochbauten*“ Verlag von Wilhelm, Ernst & Sohn, 1978.
- [8] Götz Schneider: „*Erdbeben*“ Spektrum akademischer Verlag, 2004.
- [9] Götz Schneider: „*Erdbebengefährdung*“ Wissenschaftliche Buchgesellschaft Darmstadt, 1992.
- [10] Austrian Standards Institute: B 1998-1: Nationales Anwendungsdokument für Österreich, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2005.
- [11] T. Wenk: *Nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, August 2000.
- [12] D. van den Heuvel: *Erdbebensicherheit von bestehenden Mauerwerksgebäuden*, Berner Fachhochschule, Februar 2012.
- [13] T. Paulay, H. Bachmann: „*Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten*“ Birkenhäuserverlag Basel, Boston, Berlin, 1990
- [14] T. Wenk: *Erdbebensicherung von Bauwerken I*, Vorlesungsunterlagen des Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2011.
- [15] R. Flesch, H. Pacht: „*Baudynamik praxisgerecht |Band 1|Berechnungsgrundlagen*“ Bauverlag GMBH, Wiesbaden und Berlin 1993

- [16] American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary, September 2011.
- [17] Beton Kalender, Schlaich, Schäfer: „Konstruieren im Stahlbetonbau“ Ernst & Sohn, 2001
- [18] Y. Fahjan, Z. Ozdemir: „Scaling of Earthquake accelerograms for non-linear dynamic analyses to match the earthquake design spectra“ The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing
- [19] Y. Fahjan, Z. Ozdemir, H. Keypour: „Procedures for real earthquake time histories scaling and applications to fit Iranian design spectra“ Fifth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, May 14-16, 2007, Tehran
- [20] SOFISTIK, SOFILOAD Handbuch, 2016
- [21] Applied Technology Council: ATC-40, Volume 1 „Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings“ California Seismic Safety Commission, 1996
- [22] SOFISTIK, SOFILOAD Handbuch, 2016
- [23] U.Peil: *Naturkatastrophen – Risiken und Reaktionen*, Abhandlungen der Braunschweigischen Wissenschaftlichen Gesellschaft Band 59, J.Cramer Verlag Braunschweig, 2007.
- [24] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Buildings, (Standard No. 2800 4th Edition), Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 2015
- [25] Hospital Qom, 1000 Beds General and Specialized Hospital, Earthquake Report, Werner Consult, 2017
- [26] Hospital Qom, 1000 Beds General and Specialized Hospital, Design Criteria: Structural Design Premise, Werner Consult, 2017
- [27] Hot – rolled steel bars for reinforcement of concrete - Specification and test methods, (INSO 3132, 2nd. Revision), Iranian National Standards Organization, Jul. 2013
- [28] Austrian Standards Institute: EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2015.
- [29] Werner Consult Abteilung für Konstruktiver Ingenieurbau, Ausführungsstatik des Projektes: Iran, Ghom Medical Center, 2017

- [30] Rakshith K J, Spandana B, Ganesh M: „*Time history analysis of fixed base and base isolated reinforced concrete building*“ International Research Journal of Engineering and Technology, Volume 04 Issue 07, July, 2017
- [31] Finley Charney, Adrian Tola Tola, Ozgur Atlayan: „*Structural Analysis: Example 1 Twelve-story Moment Resisting Steel Frame*“ 2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Training and Instructional Materials, FEMA P-752 CD, June 2013

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Typen von Erdbebenwellen (nach [23]).....	11
Abbildung 2: Ermittlung der Antwortspektren (nach [13])	13
Abbildung 3: Einfluss der Baugrundklasse auf die Form des Antwortspektrums (nach [1]).....	15
Abbildung 4: Verteilung der Gesamterdbebenkraft F_b über die Bauwerkshöhe (nach [2]).....	20
Abbildung 5: Ermittlung der Kapazitätskurve (nach [2]).....	24
Abbildung 6: Überlagerung von Antwort- und Kapazitätsspektrum (nach [2]).....	26
Abbildung 7: Zusammenhänge zwischen dem Duktilitätsfaktor und dem Verhaltensbeiwert (nach [15]).....	33
Abbildung 8: Fall 1 und 2 für Koppelbalken (nach [16]).....	38
Abbildung 9: Architektonisches 3D Modell (aus [26]).....	40
Abbildung 10: Querschnitt der Gebäude in Längsrichtung (aus [26]).....	41
Abbildung 11: Tragende Teile des Gebäudes {aus [26]).....	42
Abbildung 12: Tragende Teile des Gebäudes (aus [26])	42
Abbildung 13: Verteilung der Stahlbeton und Verbunddecken (aus [26])	43
Abbildung 14: Horizontales elastisches Antwortspektrum (aus [25]).....	47
Abbildung 15: Berechnungsmodell von einem der drei Blöcke (aus [29]).....	48
Abbildung 16: Gewählte Kernwandscheibe in orange dargestellt (aus [29]).....	48
Abbildung 17: Geometrie der gewählten Kern-Wand (aus [29]).....	49
Abbildung 18: Gewählte Scherwand und Einflussbreite (aus [29]).....	50
Abbildung 19: Modell mit Hilfskonstruktion.....	51

Abbildung 20: Kapazitätsspektrum der Scherwand	60
Abbildung 21: Ermittlung des Performance Points, EC 8 Methode	62
Abbildung 22: Hilfskonstruktion für die Ermittlung der maximalen Verformung	63
Abbildung 23: Ermittlung der maximalen Verformung (Anhang: Tab. A 3)	64
Abbildung 24: Neues Modell mit Originalgeometrie	67
Abbildung 25: Zeitverlauf generiert in Sofistik.....	68
Abbildung 26: Der skalierte Zeitverlauf und das Antwortspektrum.....	68
Abbildung 27: Skalierte Spektren nach EC und iranischer Norm	69
Abbildung 28: Fachwerkmodell der Wandscheibe in CAST	77
Abbildung 29: Bewehrung des inneren Bereichs (aus [29]).....	78
Abbildung 30: Stabwerkmodell des inneren Bereiches	79

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte (nach [1]).....	15
Tab. 2: Vergleich der wesentlichen Merkmale der Berechnungsverfahren (nach [11]).....	28
Tab. 3: Grundwert q_0 des Verhaltensbeiwertes für im Aufriss regelmäßige Tragwerke (nach [1])	34
Tab. 4: Lasten aus der Einflussfläche der Wand (Einflussbreite 5,85 m).....	52
Tab. 5: Massen aus dem Hauptgebäude.....	52
Tab. 6: Berücksichtigte modale Masse pro Seite auf der Hilfskonstruktion:	53
Tab. 7: Vergleich der Scherkraft in der gewählten Wand zu dem Fundamentschub des Gesamtmodells	53
Tab. 8: Vergleich der vereinfachenden Methoden der Eigenschwingungsdauer-Ermittlung	54
Tab. 9: Ergebnisse der vereinfachten Antwortspektrummethode.....	55
Tab. 10: Fundamentschub und Moment des Gesamttragwerkes	57
Tab. 11: Vergleich der Scherkräfte und Verformungen zwischen Teil- und Gesamtmodell.....	57
Tab. 12: Berücksichtigte Eigenformen	58
Tab. 13: Ergebnisse der modalen Analyse am Teilmodell.....	59
Tab. 14: Ergebnisse der Pushover-Berechnung (siehe Anhang: A 1.4.1, Abbildung A 9)	62

Tab. 15: Ergebnisse der nichtlinearen dynamischen Analyse.....	69
Tab. 16: Vergleich der Verformungen mit den Maximalwerten.....	71
Tab. 17: Vergleich der Ergebnisse	72
Tab. 18: Berechnungsaufwand der Methoden	73

Formelverzeichnis

(1).....	12
(2).....	14
(3).....	14
(4).....	14
(5).....	14
(6).....	17
(7).....	17
(8).....	17
(9).....	18
(10)	18
(11)	19
(12)	19
(13)	19
(14)	19
(15)	20
(16)	21
(17)	21
(18)	23
(19)	23
(20)	32
(21)	32

(22)	33
(23)	33
(24)	35
(25)	35
(26)	35
(27)	36
(28)	36
(29)	37
(30)	37
(31)	46
(32)	46
(33)	46
(34)	56
(35)	61
(36)	61
(37)	61
(38)	66
(39)	70
(40)	70
(41)	71
(42)	71
(43)	71

Anhang

Inhaltsverzeichnis

A 1	Finite Elemente Modell der Wandscheibe und die Berechnungsergebnisse	3
A 1.1	Berechnungsmodell	3
A 1.2	Verwendete Materialien	4
A 1.3	Modale Antwortspektrumverfahren	6
A 1.4	Pushover-Berechnung	8
A 1.4.1	Pushover-Berechnung nach EC8	8
A 1.4.2	Die verformungsgesteuerte Pushover-Berechnung	10
A 1.5	Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung	12
A 1.5.1	Zeitverlaufsberechnung nach iranischer Norm [24]	12
A 1.5.2	Zeitverlaufsberechnung nach Eurocode	13
A 2	Berechnungsergebnisse des Hauptmodells.....	14
	Abbildungsverzeichnis	15
	Tabellenverzeichnis.....	15

A 1 Finite Elemente Modell der Wandscheibe und die Berechnungsergebnisse

A 1.1 Berechnungsmodell

Die Modellierung des Teilmodells erfolgt im Berechnungsprogramm Sofistik 2016 Educational-version. Tabelle 1 des Anhangs zeigt die geometrischen Daten der Wandscheibe.

Tab. A 1: Geometrie des Teilmodells

Geometrie				
Geschoss	Höhe	Höhenkoordinate	Breite	39,10 m
UG2	4,60 m	-13,47 m	Wandstärke	0,40 m
UG1	8,67 m	-8,87 m	Netzfeinheit	0,40 m
EG	5,85 m	-0,20 m	Einflussbreite	5,85 m
OG1	5,20 m	5,65 m		
OG2	5,20 m	10,85 m		
OG3	5,20 m	16,05 m		
OG4	5,20 m	21,25 m		
OG5	5,20 m	26,45 m		
Gesamthöhe	45,12 m	31,65 m		

Das zweite Untergeschoss wurde nicht mitmodelliert, da nur die Geschoße oberhalb des starren Kellergeschoßes berücksichtigt werden. Das Teilmodell ist fest gelagert, die Wandscheibe ist in Querrichtung in allen Knotenpunkten gelagert, ist aber in Längs- und Vertikalrichtung verschieblich. Alle Decken sind in mit einem 1meter breiten Streifen modelliert. In den Deckenebenen befinden sich auf beiden Seiten der Wandscheibe in Längsrichtung verschiebliche Linienlager. Auf diese Lager wird die modale Masse als Linienlast aufgebracht. Diese Massen werden durch die Erdbebenlast in Schwingung gebracht, belasten aber die Wandscheibe in vertikaler Richtung nicht.

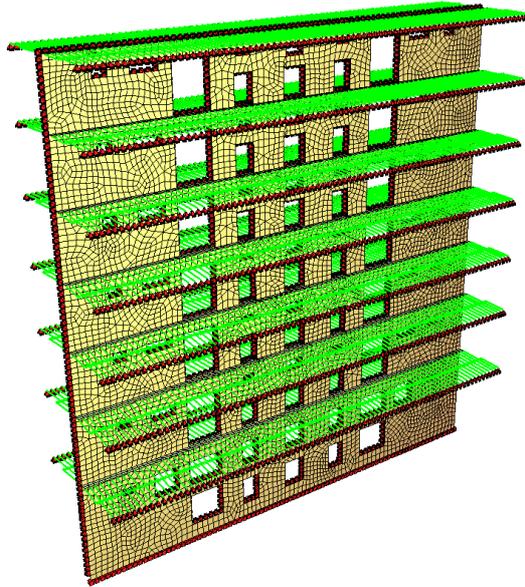


Abbildung A 1: Berechnungsmodell der Wandscheibe

A 1.2 Verwendete Materialien

Mat231 C 35/45 N (EN 1992)

Elastizitätsmodul	E	29860	[N/mm ²]	Materialsicherheit		1.67	[-]
Querdehnzahl	μ	0.20	[-]	Rechenfestigkeit	f _c	35.00	[MPa]
Schubmodul	G	12320	[N/mm ²]	Nennfestigkeit	f _{ck}	35.00	[MPa]
Kompressionsmodul	K	16590	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	f _{ctm}	3.21	[MPa]
Wichte	γ	25.0	[kN/m ³]	Zugfestigkeit	f _{ctk,05}	2.25	[MPa]
Rohdichte	ρ	2400.00	[kg/m ³]	Zugfestigkeit	f _{ctk,95}	4.17	[MPa]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.00E-05	[1/K]	Verbundspannung	f _{bd}	3.37	[MPa]
				Gebrauchsfestigkeit	f _{cm}	43.00	[MPa]
				Ermüdungsfestigkeit	f _{cd,fat}	20.07	[MPa]
				Zugfestigkeit	f _{ctd}	1.50	[MPa]
				Zugbruchenergie	G _f	0.14	[N/mm]

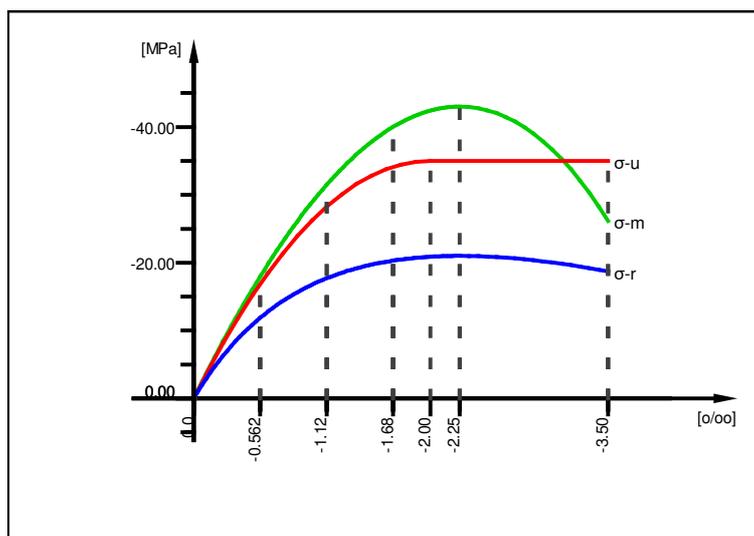


Abbildung A 2: Materialeigenschaften und Arbeitslinie des Betons

Mat291 S 400

Elastizitätsmodul	E	200000	[N/mm ²]	Materialsicherheit		1.18	[-]
Querdehnzahl	μ	0.30	[-]	Fließgrenze	f_y	400.00	[MPa]
Schubmodul	G	76920	[N/mm ²]	Druckfließgrenze	f_{yc}	400.00	[MPa]
Kompressionsmodul	K	166700	[N/mm ²]	Zugfestigkeit	f_t	600.00	[MPa]
Wichte	γ	78.5	[kN/m ³]	Druckfestigkeit	f_c	600.00	[MPa]
Rohdichte	ρ	7850.00	[kg/m ³]	Bruchdehnung		50.00	[o/oo]
Ausdehnungskoeffizient	α	1.20E-05	[1/K]	Verbundwert relativ		1.00	[-]
max. Erzeugnisdicke	t-max	32.00	[mm]	Verbundwert k1 (EN1992)k1		0.80	[-]
				Verfestigungsmodul	E_h	0.00	[MPa]
				Proportionalitätsgrenze	f_p	400.00	[MPa]
				Schwingbreite	$\sigma\text{-dyn}$	152.17	[MPa]

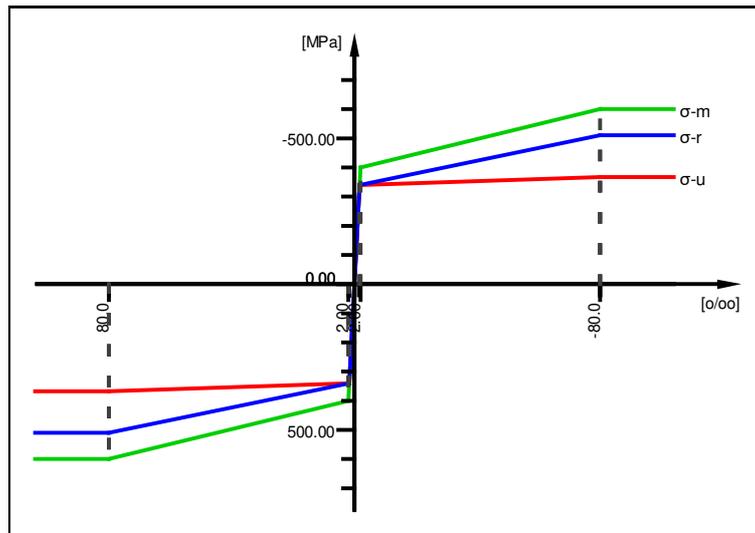


Abbildung A 3: Materialeigenschaften und Arbeitslinie der Bewehrung

A 1.3 Modale Antwortspektrumverfahren

Modalantworten

LF	Mode	q, max	f [Hz]	ξ [o/o]	T [sec]	S(ξ , T)
20190	1	-8.024E-01	2.222	5.000	0.450	2.860
	2	3.545E-02	7.045	5.000	0.142	2.725
	3	-3.279E-03	13.062	5.000	0.077	1.781
	4	6.150E-06	13.851	5.000	0.072	1.736
	5	3.816E-06	13.988	5.000	0.071	1.729
	6	-2.337E-06	15.752	5.000	0.063	1.648
	7	-3.797E-04	17.171	5.000	0.058	1.594
	8	5.337E-07	18.417	5.000	0.054	1.554
	9	-5.029E-04	19.958	5.000	0.050	1.511
	10	-5.759E-07	22.123	5.000	0.045	1.461
	11	-5.278E-08	24.451	5.000	0.041	1.417
	12	2.260E-06	25.411	5.000	0.039	1.401
	13	-1.106E-04	26.257	5.000	0.038	1.388
	14	-5.757E-05	27.570	5.000	0.036	1.370
	15	1.956E-05	28.088	5.000	0.036	1.363
	16	-1.891E-07	31.070	5.000	0.032	1.328
	17	4.019E-05	31.718	5.000	0.032	1.322
	18	-9.700E-06	32.094	5.000	0.031	1.318
	19	-1.053E-05	35.376	5.000	0.028	1.288
	20	-1.961E-07	36.667	5.000	0.027	1.278
	21	-6.440E-06	37.033	5.000	0.027	1.275
	22	8.105E-06	38.140	5.000	0.026	1.267
	23	8.034E-08	38.524	5.000	0.026	1.265
	24	-1.436E-07	38.798	5.000	0.026	1.263
	25	-7.844E-08	40.614	5.000	0.025	1.251
	26	9.204E-09	42.528	5.000	0.024	1.240
	27	-4.540E-06	43.795	5.000	0.023	1.233
	28	-3.229E-06	43.861	5.000	0.023	1.233
	29	-3.188E-06	44.825	5.000	0.022	1.228
	30	3.165E-10	45.522	5.000	0.022	1.224

Periodische Lastfunktionen werden exakt mit Phasen überlagert.
Anteile aller Funktionen werden als Summe der Quadrate addiert.

LF	Lastfall
Mode	Nummer der Eigenform
q, max	Maximale Antwort in Modalkoordinaten pro Lastfunktion
f [Hz]	Eigenfrequenz
ξ [o/o]	Modale Dämpfung
T [sec]	Eigenperiode
S(ξ , T)	Spektrale Pseudo- Beschleunigungsantwort normiert mit der Grundbeschleunigung

Abbildung A 4: Modalantworten des Teilmodells an allen 30 Eigenformen

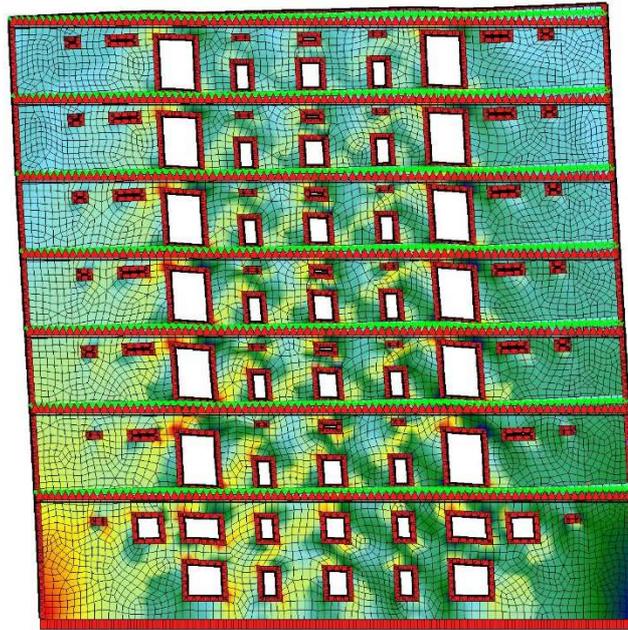


Abbildung A 5: Verformung der ersten Eigenform

Summe der Kräfte (Base-Shear)

LF	H [m]	Mode	Vb			Mb		
			X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	X [kNm]	Y [kNm]	Z [kNm]
20190	base ¹	CQC ²	12868.2	0.0	1.0	0.00	261318.89	0.03
20190	-8.860	CQC ²	12868.2	0.0	1.0	0.00	261318.89	0.03
20190	-0.200	CQC ²	12804.2	0.0	1.0	0.00	261229.02	0.03
20190	5.650	CQC ²	11814.1	0.0	0.9	0.00	260528.25	0.01
20190	10.850	CQC ²	10790.2	0.0	0.8	0.00	254645.95	0.01
20190	16.050	CQC ²	9423.8	0.0	0.6	0.00	239696.95	0.01
20190	21.250	CQC ²	7684.2	0.0	0.5	0.00	211059.58	0.02
20190	26.450	CQC ²	5518.0	0.0	0.3	0.00	163517.52	0.01
20190	31.650	CQC ²	2870.4	0.0	0.3	0.00	91391.52	0.01

¹ Vb wird für gesamtes System berechnet ("Base" des Systems).
² Totale Vb und Mb ermittelt nach gegebener Überlagerungsart.

LF	Lastfall	Mode	Nummer der Eigenform
H	Höhenordinate einer Schicht für die Vb ermittelt ist	Vb	Base-Shear pro Eigenform in X-, Y- und Z-Richtung
Mb	Kippmoment pro Eigenform um X-, Y- und Z-Achse bezieht auf globalen Koordinatennullpunkt		

Abbildung A 6: Fundamentschub ermittelt in allen Geschoßhöhen

A 1.4 Pushover-Berechnung

A 1.4.1 Pushover-Berechnung nach EC8

Tab. A 2: Ergebnisse der Pushover-Berechnung

LCC	u-cnod	V _b	S _d	S _a	LCC	u-cnod	V _b	S _d	S _a
[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[m/sec ²]	[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[m/sec ²]
1101	0,04	0,00	0,03	0,00	1140	75,37	8.796,00	53,85	1,35
1102	0,47	241,00	0,34	0,04	1141	76,80	8.916,50	54,87	1,37
1103	1,10	482,00	0,79	0,07	1142	80,51	9.097,30	57,52	1,40
1104	1,82	723,00	1,30	0,11	1143	85,13	9.338,20	60,82	1,44
1105	2,63	963,90	1,88	0,15	1144	89,35	9.579,20	63,83	1,47
1106	3,54	1.204,90	2,53	0,19	1145	92,47	9.820,20	66,07	1,51
1107	4,52	1.445,90	3,23	0,22	1146	97,69	10.061,20	69,79	1,55
1108	5,58	1.686,90	3,98	0,26	1147	102,74	10.302,20	73,40	1,59
1109	6,72	1.927,90	4,80	0,30	1148	107,76	10.543,10	76,98	1,62
1110	7,92	2.168,90	5,66	0,33	1149	112,76	10.784,10	80,56	1,66
1111	9,20	2.409,90	6,57	0,37	1150	114,86	10.904,60	82,06	1,68
1112	10,58	2.650,80	7,56	0,41	1151	117,56	10.985,00	83,99	1,69
1113	12,01	2.891,80	8,58	0,45	1152	118,70	11.065,30	84,80	1,70
1114	14,00	3.132,80	10,01	0,48	1153	120,55	11.145,60	86,13	1,72
1115	15,38	3.373,80	10,99	0,52	1154	122,38	11.226,00	87,43	1,73
1116	16,91	3.614,80	12,08	0,56	1155	123,75	11.306,30	88,41	1,74
1117	18,55	3.855,80	13,25	0,59	1156	127,58	11.426,80	91,15	1,76
1118	20,30	4.096,80	14,50	0,63	1157	129,06	11.517,20	92,20	1,77
1119	22,01	4.337,80	15,73	0,67	1158	133,85	11.597,50	95,63	1,79
1120	23,98	4.578,80	17,13	0,70	1159	136,10	11.677,80	97,23	1,80
1121	27,17	4.819,70	19,41	0,74	1160	137,02	11.758,20	97,89	1,81
1122	28,81	5.060,70	20,58	0,78	1161	139,93	11.878,60	99,97	1,83
1123	31,61	5.301,70	22,58	0,82	1162	142,88	11.958,90	102,08	1,84
1124	33,37	5.542,70	23,84	0,85	1163	144,32	12.039,30	103,11	1,85
1125	35,39	5.783,70	25,29	0,89	1164	146,34	12.159,80	104,55	1,87
1126	37,62	6.024,60	26,88	0,93	1165	151,97	12.240,00	108,57	1,88
1127	41,69	6.265,70	29,78	0,96	1166	160,80	12.320,40	114,88	1,90
1128	43,79	6.506,60	31,29	1,00	1167	167,34	12.400,80	119,56	1,91
1129	46,09	6.747,60	32,93	1,04	1168	172,87	12.481,10	123,50	1,92
1130	50,40	6.988,60	36,01	1,08	1169	174,75	12.561,40	124,85	1,93
1131	52,62	7.229,60	37,59	1,11	1170	180,75	12.641,70	129,13	1,95
1132	56,54	7.470,60	40,40	1,15	1171	187,43	12.722,10	133,91	1,96
1133	59,04	7.711,50	42,18	1,19	1172	193,33	12.802,40	138,12	1,97
1134	63,41	7.952,60	45,30	1,22	1173	201,82	12.882,70	144,19	1,98
1135	66,00	8.193,50	47,15	1,26	PP	219,01	12.959,00	156,47	1,99
1136	68,89	8.434,50	49,22	1,30	1174	219,93	12.963,10	157,13	2,00
1137	70,53	8.555,00	50,39	1,32	1175	244,11	13.043,40	174,40	2,01
1138	71,46	8.635,30	51,06	1,33	1176	275,87	13.123,70	197,09	2,02
1139	74,46	8.715,70	53,20	1,34					
LCC	Lastfall der Kapazitätskurve; "PP": Performance Point								
u-cnod	Kontrollknotenverschiebung								
V _b	Base Shear (Fundamentschub)								
S _d	spektrale Verschiebung								
S _a	spektrale Beschleunigung								

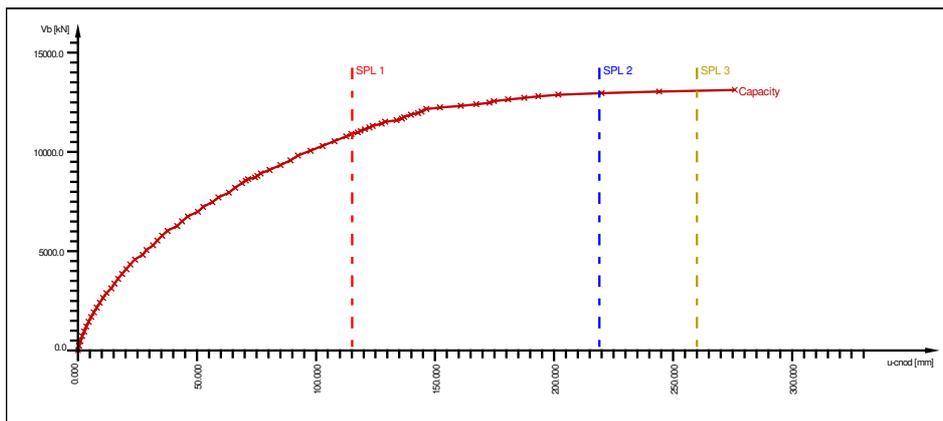


Abbildung A 7: Kapazitätskurve

In der Kapazitätskurve wird der Schritt für Schritt erhöhte Kraft und die dazugehörigen Verschiebungen dargestellt aus der Tabelle 2 des Anhangs.

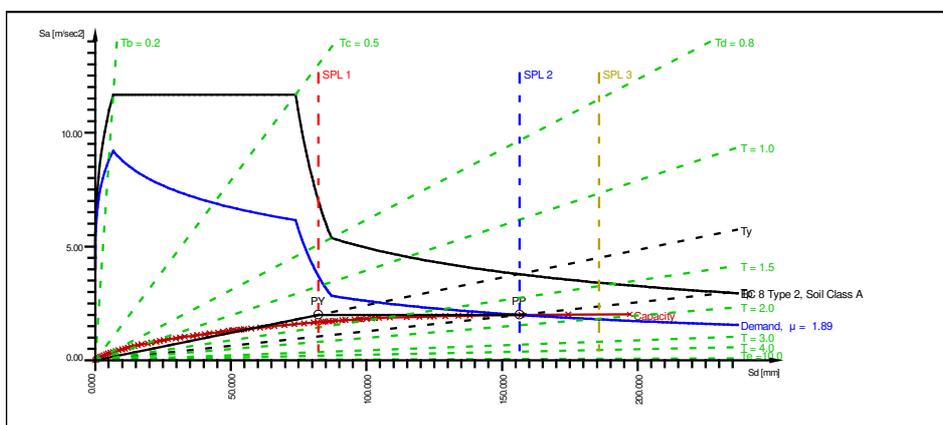


Abbildung A 8: Kapazität-Demand Diagramm

Abbildung 8 zeigt den Kapazität-Demand Diagramm der Wandscheibe. Die drei Linien SPL1,2 und 3 (Structural Performance Limit) zeigen jeweils die Spektralverschiebung beim Fließpunkt, Performance Punkt und Kollaps der Wand.

Pushover Analyse - Ergebnisse

μ [-]	Ryy, Ryp [-]	Ty, Tp [sec]	Sdy, Sdp [mm]	Say, Sap [m/sec²]	uy, up [mm]	Vby, Vbp [kN]
1.895	1.895	1.28	82.304	1.99	115.202	12959.0
	1.895	1.76	156.465	1.99	219.006	12959.0

μ Duktilitätsfaktor für Verschiebung
 Ryy, Ryp Reduktionsfaktoren infolge der Duktilität am Fließpunkt und Performance Point
 Ty, Tp Perioden am Fließpunkt und Performance Point
 Sdy, Sdp spektrale Verschiebungen am Fließpunkt und Performance Point
 Say, Sap spektrale Beschleunigungen am Fließpunkt und Performance Point
 uy, up Kontrollknotenverschiebung am Fließpunkt und Performance Point
 Vby, Vbp Base Shear am Fließpunkt und Performance Point

Abbildung A 9: Ergebnisse der Pushover Analyse

A 1.4.2 Die verformungsgesteuerte Pushover-Berechnung

Diese Untersuchung dient dazu die maximale Verformung und die dazugehörige Kraft zu ermitteln, welche, wenn überschritten wird, zum Kollaps der Wandscheibe führt.

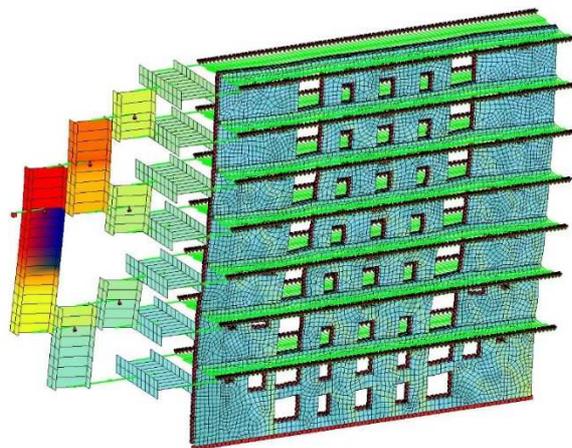


Abbildung A 10: Simulation der verformungsgesteuerten Pushover Berechnung

Die maximale Verschiebung der Wandscheibe wird durch eine Traglastiteration ermittelt. Die Wandscheibe wird mit einer Hilfskonstruktion analog zur Verschiebungsform der ersten Eigenform geschoben. Die Hilfskonstruktion besteht aus Stahl I-Träger, die mit unendlich steifen Federn verbunden sind.

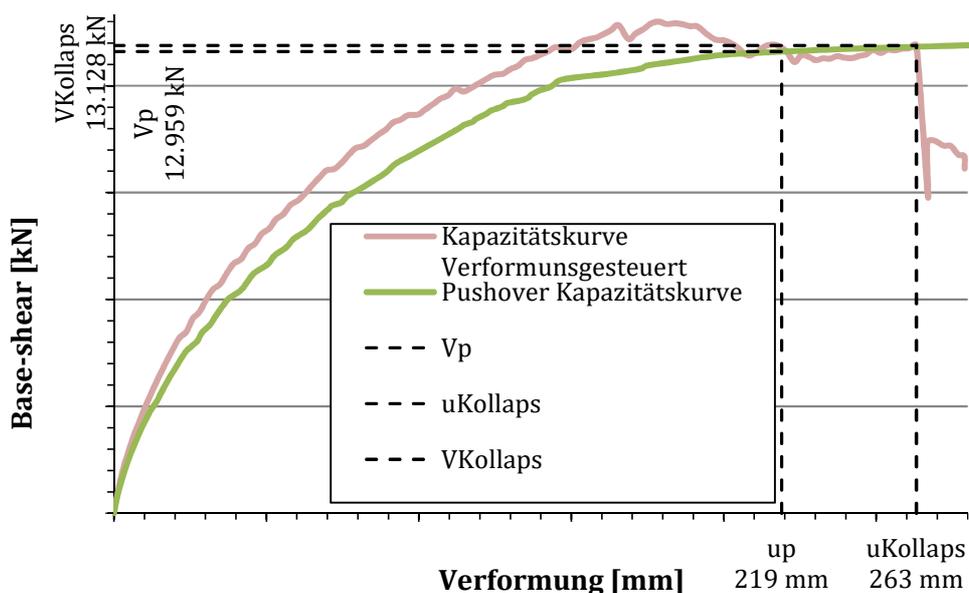


Abbildung A 11: Ermittlung der maximalen Verformung

Die Tabelle 2 des Anhangs zeigt die Verschiebungen und dazugehörige Kräfte während der Untersuchung. Markiert mit roter Farbe ist die Kraft wo die Wand den Widerstand verliert und der Kollaps eintritt.

Tab. A 3: Ergebnisse der verformungsgesteuerten Pushover-Berechnung

Verschiebung [mm]	Gesamtkraft [kN]	Verschiebung [mm]	Gesamtkraft [kN]	Verschiebung [mm]	Gesamtkraft [kN]
0,23	120,20	81,87	10.312,40	176,06	13.744,70
1,67	767,50	84,28	10.468,40	178,64	13.799,70
3,34	1.333,30	86,69	10.624,40	181,30	13.732,60
5,14	1.833,30	89,14	10.767,10	183,91	13.754,00
7,03	2.295,00	91,48	10.965,80	186,47	13.725,00
8,98	2.724,40	94,04	11.047,20	188,89	13.673,60
10,98	3.130,60	96,54	11.175,10	191,29	13.665,70
13,01	3.519,60	99,75	11.192,00	193,98	13.480,20
15,08	3.890,30	102,23	11.345,00	197,23	13.298,00
17,15	4.251,80	104,69	11.485,60	200,46	13.266,70
19,26	4.592,50	107,10	11.638,10	204,14	13.102,20
21,40	4.916,70	109,68	11.735,60	207,75	12.854,30
23,72	5.095,20	112,02	11.920,30	210,56	12.927,70
25,80	5.455,80	114,65	11.835,20	213,14	13.089,40
28,12	5.663,30	117,16	11.940,20	215,79	13.157,60
30,25	5.990,40	119,63	12.065,40	218,18	13.110,10
32,45	6.284,90	122,12	12.188,40	220,62	12.954,40
34,85	6.437,00	124,63	12.302,50	223,13	12.665,00
37,02	6.739,30	127,46	12.336,40	225,42	12.857,00
39,26	7.008,90	129,91	12.462,00	227,80	12.813,10
41,71	7.134,90	132,44	12.556,70	230,13	12.717,20
43,91	7.424,40	134,84	12.725,00	232,49	12.771,20
46,32	7.577,20	137,43	12.778,20	234,86	12.759,30
48,53	7.850,00	139,96	12.876,20	237,16	12.833,10
50,96	7.995,60	142,49	12.969,30	239,58	12.789,30
53,20	8.256,30	144,97	13.086,50	241,99	12.776,50
55,62	8.403,60	147,86	12.992,70	244,32	12.834,20
57,88	8.653,50	150,54	13.047,80	246,64	12.876,50
60,34	8.783,10	152,92	13.227,00	248,95	13.006,40
62,69	8.974,10	155,48	13.301,30	251,48	12.920,60
64,98	9.205,90	158,04	13.349,20	253,75	13.015,90
67,30	9.418,90	160,54	13.445,90	256,08	12.994,70
69,64	9.620,40	163,05	13.560,60	258,42	13.038,30
72,25	9.665,40	165,52	13.698,90	260,80	13.055,20
74,63	9.834,70	168,69	13.312,50	263,18	13.127,70
76,94	10.055,10	171,12	13.471,20	266,88	8.933,40
79,28	10.248,70	173,63	13.585,10	266,68	10.401,20

In der Abbildung 11 sieht man die verformungsgesteuerte Kapazitätskurve der Wandscheibe. Der Kollaps ist klar erkennbar an dem abfallenden Ast der Kurve, diese rasche Änderung der Kräfte wird durch den Verlust der Tragfähigkeit in der Wandscheibe verursacht.

A 1.5 Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung

A 1.5.1 Zeitverlaufsberechnung nach iranischer Norm [24]

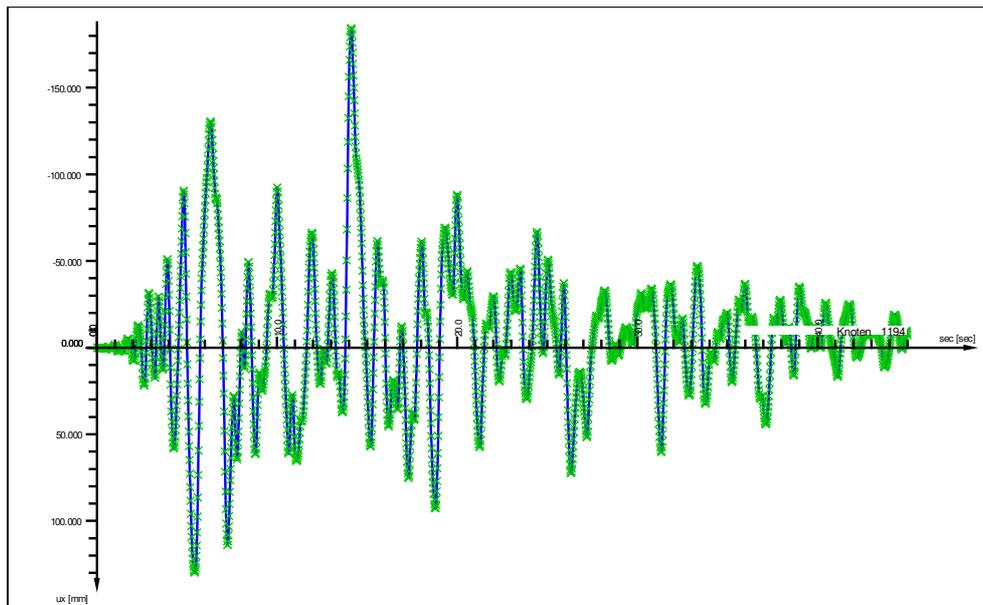


Abbildung A 12: Maximale Auslenkung des Kontrollpunktes

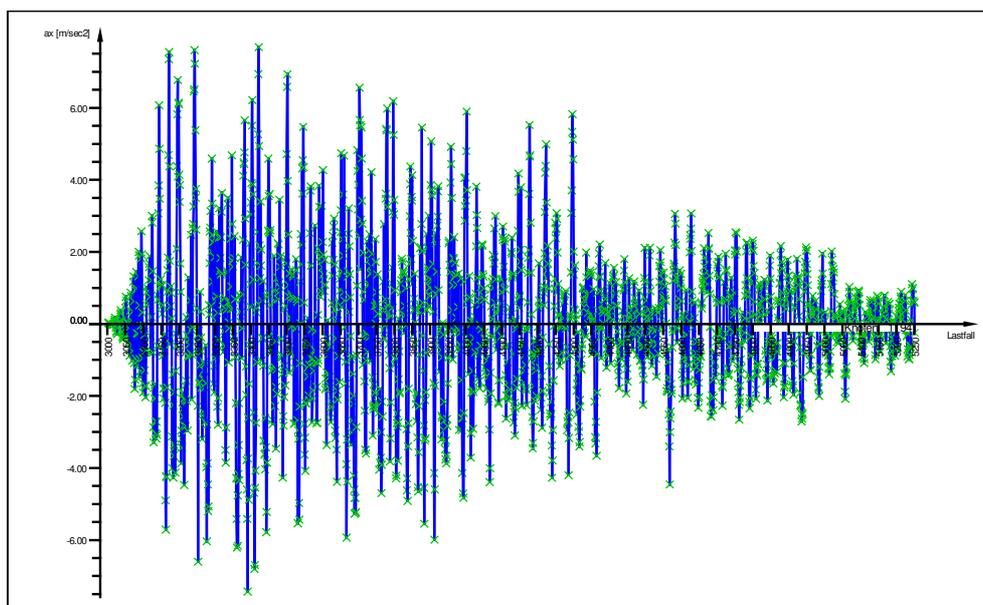


Abbildung A 13: Maximale Beschleunigungen des Kontrollpunktes

A 1.5.2 Zeitverlaufsrechnung nach Eurocode [1]

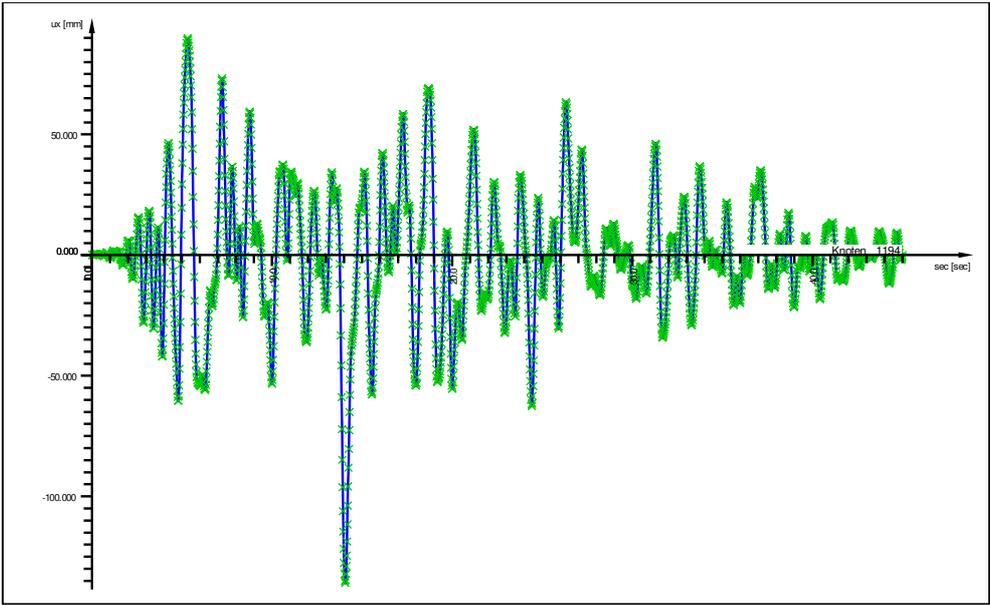


Abbildung A 14: Maximale Auslenkung des Kontrollpunktes

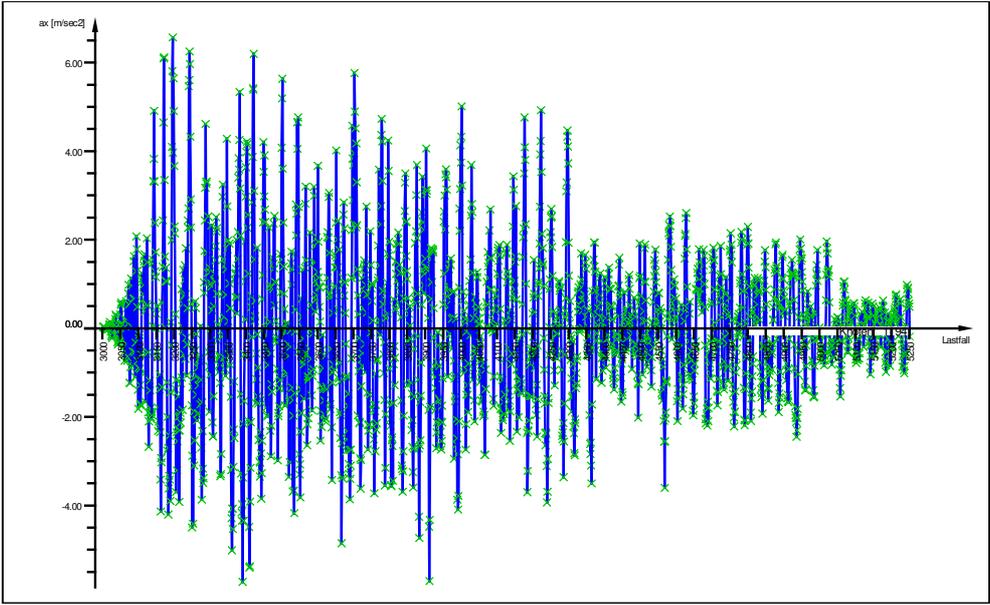


Abbildung A 15: Maximale Beschleunigungen des Kontrollpunktes

A 2 Berechnungsergebnisse des Hauptmodells

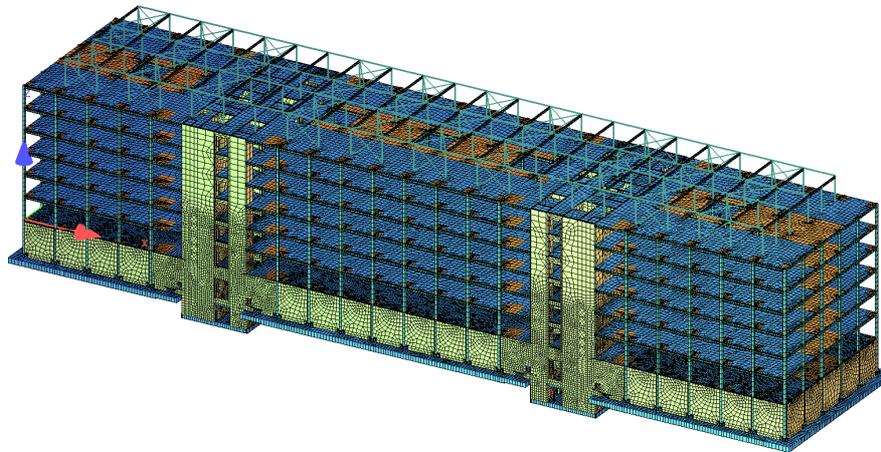


Abbildung A 16: Berechnungsmodell des Hauptgebäudes (aus [29])

Summe der Kräfte (Base-Shear)

Funkt.	H[m]	Mode	SX[kN]	SY[kN]	SZ[kN]	MX[kNm]	MY[kNm]	MZ[kNm]
10191			1161.5	97872.8	1234.2	1751735.0	112094.45	8739763.0
10191	-8.860		953.2	73988.5	1088.2	1557017.0	97379.79	6402880.0
10191	-0.200		916.4	70637.6	1049.7	1532490.1	93998.19	6106442.0
10191	5.650		845.6	65197.6	1090.5	1519087.4	93072.47	5646702.5
10191	10.850		752.2	59378.5	418.8	1466549.0	32701.74	5172741.5
10191	16.050		643.9	51950.1	392.4	1370542.8	54080.28	4537442.5
10191	21.250		514.3	41679.3	444.9	1187856.1	59834.85	3615059.0
10191	26.450		361.8	28691.1	346.4	885981.38	44589.73	2466625.0
10191	31.650		190.9	13962.5	253.3	471810.38	32133.82	1204170.8

Massen			1.246E+05	1.246E+05	1.246E+05	8.292E+02	5.293E+02	1.988E+02
Momente sind auf den Ursprung des Koordinatensystems bezogen								

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Abbildung A 17: Fundamentschub in allen Geschoßhöhen des Hauptgebäudes (aus [29])

Abbildungsverzeichnis

Abbildung A 1: Berechnungsmodell der Wandscheibe.....	4
Abbildung A 2: Materialeigenschaften und Arbeitslinie des Betons.....	4
Abbildung A 3: Materialeigenschaften und Arbeitslinie der Bewehrung	5
Abbildung A 4: Modalantworten des Teilmodells an allen 30 Eigenformen.....	6
Abbildung A 5: Verformung der ersten Eigenform.....	7
Abbildung A 6: Fundamentschub ermittelt in allen Geschoßhöhen	7
Abbildung A 7: Kapazitätskurve.....	9
Abbildung A 8: Kapazität-Demand Diagramm	9
Abbildung A 9: Ergebnisse der Pushover Analyse.....	9
Abbildung A 10: Simulation der verformungsgesteuerten Pushover Berechnung.....	10
Abbildung A 11: Ermittlung der maximalen Verformung.....	10
Abbildung A 12: Maximale Auslenkung des Kontrollpunktes.....	12
Abbildung A 13: Maximale Beschleunigungen des Kontrollpunktes	12
Abbildung A 14: Maximale Auslenkung des Kontrollpunktes.....	13
Abbildung A 15: Maximale Beschleunigungen des Kontrollpunktes	13
Abbildung A 16: Berechnungsmodell des Hauptgebäudes (aus [29]).....	14
Abbildung A 17: Fundamentschub in allen Geschoßhöhen des Hauptgebäudes (aus [29]).....	14

Tabellenverzeichnis

Tab. A 1: Geometrie des Teilmodells.....	3
Tab. A 2: Ergebnisse der Pushover-Berechnung	8
Tab. A 3: Ergebnisse der Verformungsgesteuerten Pushover-Berechnung	11