



DIPLOMARBEIT
Master's Thesis

Mauerwerksöffnungen in Zwischenwänden von Gründerzeitbauten

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

unter der Leitung von

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch
und
Univ.Ass. Dipl.-Ing. Michael Höflinger

Institut für Hochbau und Technologie E206
Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Christoph Scheidl, BSc
Groß Meinharts 3
3920 Groß Gerungs
E465/0525965

Wien, im Februar 2012

Unterschrift

DANKSAGUNG

Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch gilt mein herzlicher Dank für die Möglichkeit, dass ich diese Arbeit am Institut für Hochbau und Technologie-Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung umsetzen durfte.

Ein besonderes Dankeschön gilt daneben auch meinem betreuenden Assistenten Dipl.-Ing. Michael Höflinger, der für meine Anliegen stets ein offenes Ohr hatte.

Weiters ergeht mein Dank an alle meine Freunde und Studienkollegen, die mich auf meinem Weg durch das Studium begleitet haben.

Mein größter Dank gilt jedoch meiner Familie. Insbesondere meinen Eltern die mir erst dieses Studium ermöglicht und mich in jeglicher Hinsicht unterstützt haben. Auch meiner Freundin Kathi, die mir oft mit aufmunternden Worten zur Seite stand, möchte ich danken.

KURZFASSUNG

In Wien ist noch ein großer Bestand von Altbauten vorhanden welcher aus der sogenannten Gründerzeit (in etwa von 1840-1918) stammt. Charakteristisch für diese Gründerzeitbauten sind vor allem die meist aus Holz hergestellten Decken welche nur schwache Scheibenwirkung aufweisen. Daraus ergibt sich, dass auch die schlanken Zwischenwände einen wichtigen Beitrag zur Aussteifung solcher Gebäude leisten. Über die vielen Jahre haben sich aber die Anforderungen an diese Wohnhäuser geändert bzw. sind diese überhaupt einer anderen Nutzung zugeführt worden. Im Zuge von Umgestaltungen sind des Öfteren gerade die angesprochenen, für die horizontale Aussteifung wichtigen, Zwischenwände im Weg- so soll z.B. ein größerer Durchbruch geschaffen oder vielleicht gar die gesamte Wand abgebrochen werden. Um unter anderem auch solche baulichen Eingriffe zu regeln wurde seitens der Wiener Behörden das Merkblatt „Statische Vorbemessung“ herausgegeben, welches in diesem Fall geeignete Kompensationsmaßnahmen zur Wiederherstellung der ursprünglichen Tragfähigkeit fordert. In der vorliegenden Diplomarbeit wird diese Thematik aufgegriffen. Zunächst werden die normativen Grundlagen für derartige Umbauten im Mauerwerksbau sowie wichtige Normen hinsichtlich der Erdbebeneinwirkung dargelegt. Dem folgt eine genaue Betrachtung der Aussteifungselemente von Gründerzeitbauten. Schließlich werden anhand eines Beispiels die Auswirkungen einer nachträglich hergestellten Mauerwerksöffnung in einer Zwischenwand eines typischen Wiener Gründerzeithauses untersucht.

ABSTRACT

In Vienna, a large stock of old masonry buildings still exist which date from the so called „Gründerzeit“ (1840-1918). Characteristic for these buildings, also called „Gründerzeithäuser“, are the wooden beam ceilings which usually have weak paneling effect. Consequently the slender partitions provide an important contribution to the bracing of such buildings. As time passed by the demands on these residential buildings, or in some cases even the initial utilization, has changed. In the course of transformations the users want to have more area and therefore the idea comes to mind to create wall penetrations into the above-mentioned partitions or even further- to demolish them. These construction measures are serious interventions into the load bearing system. To regulate, among other things, such structural interventions, the Viennese authorities published a technical data sheet called „static preliminary design“ which demands appropriate compensation measures to restore the original capacity. In this thesis, this issue will be addressed. First, the normative basis for masonry structures and seismic action are discussed. This is followed by a detailed consideration of the stiffening elements of the mentioned old existing building. Finally, an example of the effects of a subsequently created wall penetration in a partition of a typical Viennese Gründerzeit-haus is studied.

Inhaltsverzeichnis

0	Einleitung	1
I	Grundlagen	4
1	Erdbeben	5
1.1	Allgemeines zu Erdbeben	5
1.1.1	Entstehung von Erdbeben	5
1.1.2	Seismologische Begriffe	5
1.1.3	Auswirkungen von Erdbeben auf Gebäude	8
1.1.4	Ingenieurmäßige Auswertung von Erdbeben	10
1.2	Erdbeben in Österreich- Wiener Becken	10
2	Tragfähigkeit und Duktilität von Mauerwerk	12
2.1	Tragverhalten von Mauerwerk	12
2.2	Versagensarten unter seismischer Beanspruchung	13
2.3	Duktilität	14
2.3.1	Allgemeine Überlegungen	14
2.3.2	Verhaltensfaktoren	16
2.3.3	Stockwerkverschiebung	18
3	Normative Grundlagen	19
3.1	Lastfallkombination nach EN 1990	19
3.2	Bemessung von Mauerwerksbauten nach EN 1996	20
3.2.1	Teilsicherheitsbeiwerte	20
3.2.2	Charakteristische Druckfestigkeit	21
3.2.3	Schubbelastung von Mauerwerk	21
3.2.4	Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk	22
3.2.5	Verformungseigenschaften von Mauerwerk	22
3.2.6	Schlankheit von Mauerwerkswänden	23
3.2.7	Schubbeanspruchte Aussteifungswände	23
3.3	Besondere Regeln für Mauerwerksbauten nach EN 1998-1	24
3.3.1	Mindestfestigkeit von Mörtel	24
3.3.2	Verhaltensbeiwert	24
3.3.3	Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln	25
3.3.4	Teilsicherheitsbeiwert für Erdbebeneinwirkung	25
3.4	Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben nach EN 1998-1	26
3.4.1	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren	26

3.4.2	Schadensbegrenzung	28
3.4.3	Berechnung der Verschiebungen	29
4	Aussteifung von Hochbauten	30
4.1	Erdbebengerechte Entwurfsgrundsätze	30
4.1.1	Horizontale Regelmäßigkeit	30
4.1.2	Regelmäßigkeit über die Höhe	31
4.2	Aussteifungssysteme	33
4.2.1	Steifigkeit	33
4.2.2	Wandscheibe	33
4.2.3	Biegesteife Rahmen	35
4.2.4	Fachwerke	41
4.2.5	Steifigkeit zusammengesetzter Systeme	42
4.3	Modellierung von Öffnungen in Scheiben	43
II	Baukonstruktionen aus der Gründerzeit	47
5	Hochbauten aus der Gründerzeit	48
5.1	Errichtungsphase der Gründerzeitbauwerke	48
5.2	Problematik Altbau	49
5.3	Richtwerte für anzusetzende Festigkeiten	50
5.3.1	Das Mauerwerk der Gründerzeit	50
5.3.2	Mauerwerksdruckfestigkeit	50
5.3.3	Schubfestigkeit	51
6	Aussteifung von Gründerzeithäusern	52
6.1	Decken	52
6.1.1	Doppelbaumdecken	52
6.1.2	Tramdecken	52
6.1.3	Tramtraversendecke	54
6.1.4	Massive Bestandsdecken	54
6.2	Steifigkeitseigenschaften	55
6.2.1	Aussteifung	55
6.2.2	Steifigkeit von Bestandsdecken	56
6.2.3	Wände	57
6.3	Forschung zum Tragverhalten von Gründerzeithäusern	59
III	Eingriffe in den Bestand	61
7	Bestandsuntersuchungen, Rechtliche Grundlagen	62
7.1	Merkblatt Vorstatik	62
7.2	Ingenieurbefund	63
7.3	Beurteilung von bestehenden Gebäuden nach Eurocode 8	64

8	Möglichkeiten der Verstärkung	67
8.1	Verbesserung des Gebäudeverhaltens	67
8.1.1	Sanierung von Rissen	68
8.1.2	Zusätzliche Aussteifungselemente	69
8.1.3	Verbindung zwischen Wänden	69
8.1.4	Verbindung Wand-Decke	71
8.1.5	Deckenscheibe	72
8.2	Verstärkungsmöglichkeiten für Mauerwerkswände	73
8.2.1	Injektionen	73
8.2.2	Spritzbetonschale	74
8.2.3	Eingefasstes Mauerwerk	76
8.2.4	Faserverbundwerkstoffe	79
9	Ersatz von Aussteifungswänden	81
9.1	Bauverfahren für Unterfangung	82
9.2	Einwirkungen auf Aussteifungswand zufolge Erdbeben	87
9.2.1	Vorbemerkung	87
9.2.2	Materialeigenschaften, Lastannahmen	89
9.2.3	Ermittlung der Erdbebenkraft	90
9.3	Bemessung von Wanddurchbrüchen- Varianten	92
9.4	1:1 Ersatz der Schubsteifigkeit	92
9.5	Bemessung entsprechend der gemeinsamen Tragwirkung von Rahmen und Scheibe	95
9.6	Extremfall: Wandscheibe ohne Auflast	95
9.6.1	Lineare Berechnung	95
9.6.2	Nichtlineare Berechnung	99
9.6.3	Zusammenfassung der untersuchten Fälle	107
9.7	Extremfall: Vertikalverformung behindert	108
9.7.1	Lineare Berechnung	109
9.7.2	Nichtlineare Berechnung	111
9.7.3	Zusammenfassung	115
9.8	Rahmen-Scheiben-Interaktion für gesamte Wandscheibe	116
9.8.1	Ungestörte Wand	116
9.8.2	Analyse des Einflusses verschiedener Rahmensysteme auf die Be- lastung der Restwandscheibe	118
9.8.3	Last von links	119
9.8.4	Last von rechts	126
9.9	Horizontale Aussteifung nur durch Rahmen	129
10	Resümee	131
11	Literaturverzeichnis	139

0 Einleitung

In Wien ist noch ein großer Bestand an Altbauten vorhanden. Speziell die Gründerzeithäuser prägen das Erscheinungsbild ganzer Stadtteile weshalb es auch ein Anliegen sein muss, diese wertvolle Bausubstanz weiter zu erhalten. Nichtsdestotrotz haben sich über die vielen Jahre auch die Anforderungen der Nutzer an diese Gebäude geändert weshalb es immer wieder zu entsprechenden Umbaumaßnahmen kommt. Insbesondere durch die in den letzten Jahren forcierten Dachgeschossausbauten soll die Attraktivität der Objekte weiter gesteigert werden.

Daneben haben sich aber auch die rechtlichen/normativen Anforderungen verändert und so steht man etwa heute durch die Einführung der Eurocodes vor dem Problem, dass Gründerzeitbauten unter anderem gegen seismische Einwirkungen einen zu geringen Widerstand aufweisen. Deswegen fordern die Wiener Behörden, dass im Zuge sogenannter unmaßgeblicher Änderungen an der Tragstruktur die gegebene Sicherheit nicht verschlechtert werden darf- sprich die Sicherheit des Gebäudes nach der Änderung mindestens jener vor der Änderung entspricht.

Das Einfügen von Mauerwerksöffnungen in Zwischenwände (innerhalb des bestehenden Umrisses) stellt eine solche unmaßgebliche Änderung dar. Um also das Sicherheitsniveau im Idealfall durch die Umbaumaßnahmen sogar zu heben ist es also notwendig zu wissen, wie sich eine solche Öffnung auf die Tragsicherheit und das Verformungsverhalten der Gebäudestruktur auswirkt. Ausgehend davon sollen Maßnahmen festgelegt werden, die auf wirtschaftliche Weise einerseits das Gebäudeverhalten als Ganzes gegen horizontale Einwirkungen verbessern sollen, sowie andererseits die Schwächung aus dem Wanddurchbruch entsprechend kompensieren. Um diese Thematik genauer zu erläutern sind zunächst entsprechende Grundlagen zum Verständnis des Gebäudeverhaltens unter Erdbebeneinwirkung, der Arten von Aussteifungssystemen sowie allgemein über die Eigenschaften der Baukonstruktionen aus der Gründerzeit notwendig. Diese werden in der vorliegenden Diplomarbeit systematisch dargelegt. Dementsprechend wurde folgende Gliederung gewählt:

- Teil 1: Grundlagen
- Teil 2: Baukonstruktionen der Gründerzeit
- Teil 3: Eingriff in den Bestand

In Teil 1 wird zunächst in Kürze auf die Entstehung von Erdbeben, ihr Einfluss auf Gebäude sowie die Erdbebensituation in Österreich eingegangen. Daneben wird das Verhalten von Mauerwerk zufolge Erdbeben, wie etwa Bruchmechanismen und Duktilitätsverhalten behandelt. Schließlich sollen auch die wichtigsten normativen Regelungen in dieser Hinsicht zusammengefasst werden. Ein Abschnitt beschäftigt sich daneben

auch mit der Aussteifung von Hochbaukonstruktionen und soll auf die Prinzipien des erdbebensicheren Bauens hinweisen. Im speziellen wird dabei auf das Verformungsverhalten von verschiedenen Aussteifungselementen eingegangen.

Teil 2 behandelt die Besonderheiten der Baukonstruktionen aus der Gründerzeit hinsichtlich Tragfähigkeit und horizontaler Steifigkeit.

In Teil 3 werden bauliche Eingriffe in Altbauten unter besonderer Berücksichtigung von seismischen Einwirkungen diskutiert. Die Möglichkeiten das Gebäudeverhalten an sich zu verbessern werden genauso aufgezeigt wie das Verstärken einzelner Wände. Schließlich werden anhand eines Beispiels das nachträgliche Herstellen eines Mauerwerksdurchbruchs in einer Zwischenwand und der Einfluss verschiedener Formen von Ersatzrahmen auf die Aussteifung des Gebäudes dargelegt.

Teil I

Grundlagen

1 Erdbeben

Erdbeben sind Naturereignisse, die eine für Menschen teils unvorstellbare Zerstörungskraft haben können. Risse, Spalten, Versetzungen und Reliefänderungen im Boden lassen erahnen, welche gewaltigen Kräfte bei solchen Ereignissen freigesetzt werden müssen. Erdbeben entstehen z.B. durch Einsturz von Hohlräumen in Gesteinen, vulkanische Explosionen oder Gebirgsschläge. Auch von Menschen induzierte Beben gibt es, wie etwa nach Explosionen von Nuklearwaffen oder harmloser in Folge des Aufstauvorganges bei einer Staumauer. Diese eben genannten Möglichkeiten wirken sich aber nur auf einem geografisch eng begrenzten Raum aus und setzen auch nicht so große Energien frei als etwa tektonische Beben- auch Dislokationsbeben genannt.

1.1 Allgemeines zu Erdbeben

Die folgenden Ausführungen über die Allgemeinen Grundlagen zum Thema Erdbeben wurden auf Grundlage der Standardwerke [Bac02], [Poc03] und [Mül84] erstellt.

1.1.1 Entstehung von Erdbeben

Tektonische Beben entstehen wie der Name schon sagt durch die gegenseitige Verschiebung der Kontinentalplatten. Sie bewegen sich nur mit Geschwindigkeiten von wenigen cm pro Jahr und stoßen dabei an den sogenannten Störungszonen, auch Verwerfungen oder Gräben genannt, aneinander. Durch die ursprüngliche Bewegung verspannen sich die aneinander gestoßenen Platten- es entsteht so eine Situation ähnlich einem Scherbruch wie in Abbildung 1.1 dargestellt. Aufgrund der Reibung staut sich eine enorme Energie auf, die schließlich bei Überschreiten der Haftreibung freigesetzt wird. Sie wird entweder für die Bewegung der Bruchenden aufgewendet, oder aber ein Teil der Energie pflanzt sich ausgehend vom Erdbebenherd radial als Erdbebenwelle im Boden fort (siehe Abbildung 1.2). Die möglichen Verformungen und Verschiebungen zweier gegeneinander verspannter Blöcke sind ebenfalls in Abbildung 1.1 zu sehen.

1.1.2 Seismologische Begriffe

Um die Stärke eines Erdbebens beschreiben zu können werden Erdbebenskalen verwendet. Die dabei am häufigsten verwendeten Erdbebenskalen sind hierbei die Magnitudenskala (auch Richterskala genannt) und die Intensitätsskalen, wie etwa die Mercalli-Sieberg-Skala oder die MSK-Skala (benannt nach Medvedev-Sponheuer-Karnik). Im

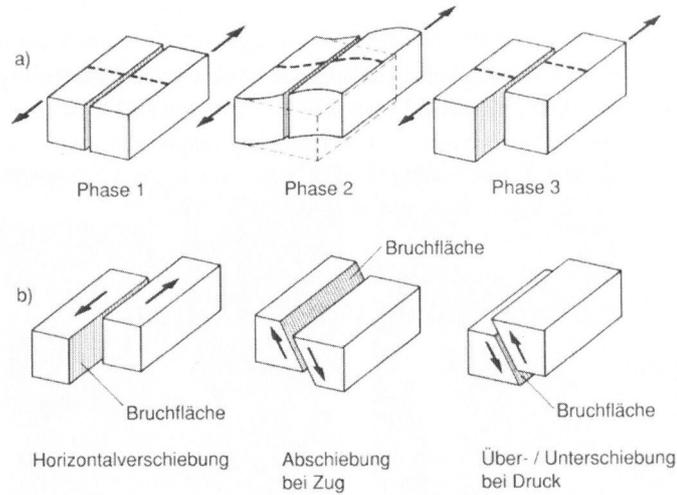


Abbildung 1.1: Schematische Darstellung der Entstehung von Erdbeben aus [Bac02]

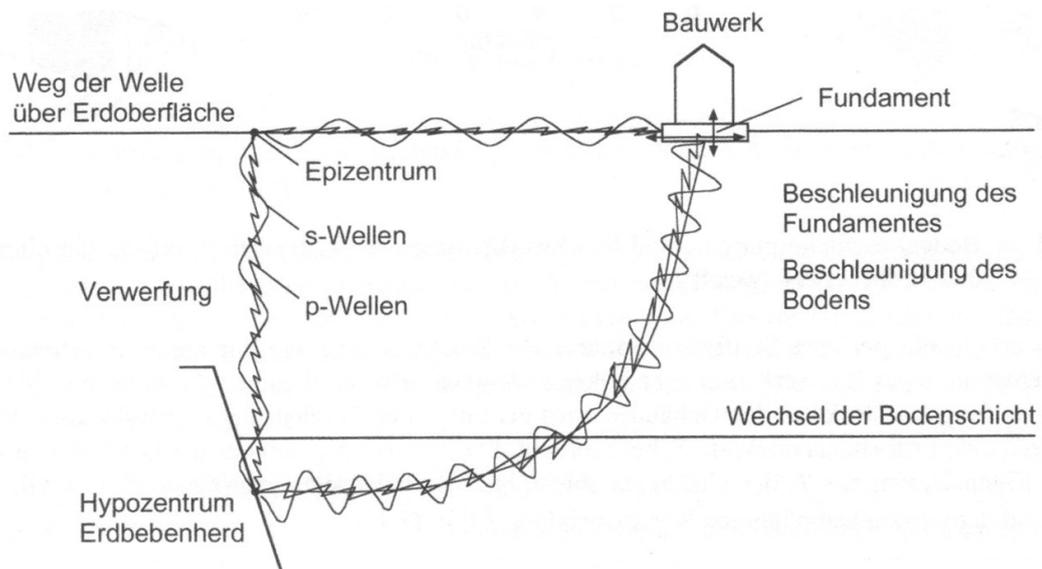


Abbildung 1.2: Radiale Fortpflanzung von Erdbebenwellen aus [Gun08]

Anschluss folgt eine kurze Beschreibung der beiden unterschiedlichen Beschreibungsvarianten [Bac02]:

Magnitudenskala: Die Magnitude M ist ein Maß für die Herdenergie (E), d.h. ein Maß für die bei einem Erdbeben im Herd in Form elastischer Wellen abgestrahlte Energie. Die Magnitudenskala wurde von Francis Richter entwickelt und setzt die freigesetzte kinetische Energie mit der Magnitude in Beziehung. Es gilt folgender empirischer Zusammenhang:

$$M = \frac{2}{3}(\log E[\text{erg}] - 11.8) \quad (1.1)$$

Sie ist demnach logarithmisch aufgebaut. Sie besteht aus 9 Stufen, wobei theoretisch auch mehr möglich wären, sie also nach oben offen ist. Jedoch können sich im Erdboden keine noch größeren Energien aufstauen um sich dann zu entladen- die Gesteine zerbrechen nämlich schon vorher.

Intensitätsskala: Im Gegensatz zur Magnitudenskala wird diese nicht durch instrumentale Aufzeichnungen bestimmt. Die Intensität eines Bebens wird vielmehr durch die Beschreibung der lokalen Auswirkungen auf Mensch, Natur und Bauwerke dargestellt. Die lokale Zerstörungskraft und somit die Auswirkungen eines Erdbebens sind im wesentlichen abhängig von den folgenden Parametern:

- Magnitude
- Frequenzgehalt an der Quelle
- Herdtiefe
- Herdentfernung vom Standort
- Geologie/Topographie
- Lokaler Untergrund
- Frequenzgehalt am Standort
- Dauer des Bebens am Standort.

Es wurden mehrere Intensitätsskalen vorgeschlagen, wobei in Europa die 12-teilige MSK Skala, benannt nach Medvedev-Sponheuer-Karnik, am gebräuchlichsten ist. Sie ist in Tabelle 1.1 dargestellt.

Tabelle 1.1: Makroseismische Intensitätsskala MSK 1964 (gekürzt) aus [Mül84]

Intensität	Kennzeichen
1	Unmerklich. Nur von Erdbebeninstrumenten registriert.
2	Kaum merklich. Nur vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.
3	Schwach. Nur von wenigen gespürt.
4	Größtenteils beobachtet. Von vielen wahrgenommen: Geschirr und Fenster klirren.
5	Aufweckend. In Gebäuden von allen wahrgenommen; viele Schlafende erwachen; hängende Gegenstände wackeln.
6	Erschreckend. Leichte Schäden an Gebäuden.
7	Schäden an Gebäuden.
8	Zerstörung an Gebäuden.
9	Allgemeiner Gebäudeschaden. Erdrutsche
10	Allgemeine Gebäudezerstörungen. Spalten im Boden bis zu 1 m Breite.
11	Katastrophe. Schwere Zerstörungen selbst an bestkonstruierten Bauten. Zahlreiche Hangrutschungen und Spalten im Boden.
12	Landschaftsverändernd. Hoch- und Tiefbauten werden vernichtet. Stärke Veränderungen der Gestalt der Erdoberfläche.

1.1.3 Auswirkungen von Erdbeben auf Gebäude

Wie in 1.1.1 angegeben wird bei der Relativbewegung der Kontinentalplatten ein Teil der Verformungsenergie in Form von Erdbebenwellen abgegeben. Diese breiten sich dann entweder als Raumwellen (Longitudinal- und Transversalwellen) oder als Oberflächenwellen (Rayleigh- und Love Wellen) aus. Siehe Abbildung 1.3

Die Longitudinalwellen werden auch Kompressionswellen genannt- Sie breiten sich durch Volumsänderung des Mediums aus. Transversalwellen breiten sich durch Gestaltsänderung aus- die Erdpartikel schwingen senkrecht zur Ausbreitungsrichtung der Welle. Die Oberflächenwellen lassen sich am besten wie folgt beschreiben: *„Die L-Wellen bewegen die Erdpartikel in horizontalen Ebenen und verfügen über große Amplituden. Ihre Erscheinungsform ist mit den Bewegungen eines Puddings auf einem festen Teller vergleichbar. Die Ray-Wellen ähneln in ihrer Erscheinungsform Wasserwellen.“* ([Poc03] S.32)

Die Erdbebengefährdung eines Bauwerkes lässt sich nach [Mül84] im Wesentlichen durch drei Faktoren beschreiben:

- Die Seismizität des Gebietes. Sie wird durch eine Erdbebengefährdungskarte unter Angabe von zugeordneten Bodenhorizontalbeschleunigungen beschrieben.
- Eigenschwingungsverhalten: Abhängig davon können bestimmte Anteile der Erdbebenanregung zu größeren Belastungen bzw. bis schließlich hin zur Resonanz führen.

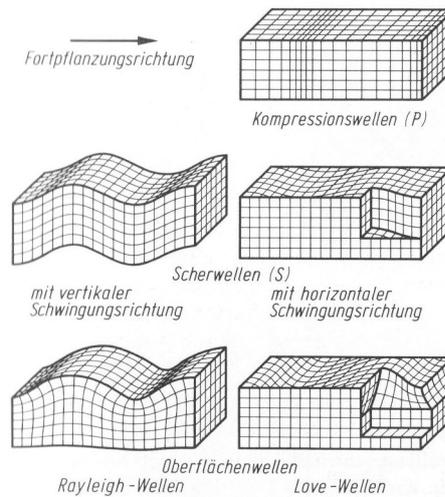


Abbildung 1.3: Erdbebenwellen aus [Mül84]

- Baugrund: Erschütterungen wirken sich auf weichem, unverfestigtem Untergrund stärker aus als auf festerem.

Die Kenntnis der genauen Zusammensetzung des Bodens ist notwendig um den Einfluss auf die Erdbebenwellen einschätzen zu können. So werden z.B. die Wellen etwa an Schichtgrenzen gebrochen, abgeschwächt oder reflektiert. Grundsätzlich kann man sagen, dass auf steifen Böden wie etwa Fels hochfrequente Schwingungen gedämpft (Filterwirkung, Frequenzverschiebung) werden. Andererseits werden auf weichen Böden niederfrequente Schwingungen durch Aufschaukelung verstärkt (Resonanz). Die Abbildung 1.4 soll die Interaktion zwischen der Bodenbeschleunigung (Frequenz abhängig von der Bodenzusammensetzung) und der Eigenschwingung (abhängig vom Untergrund bzw. der Steifigkeit des Tragwerks) andeuten.

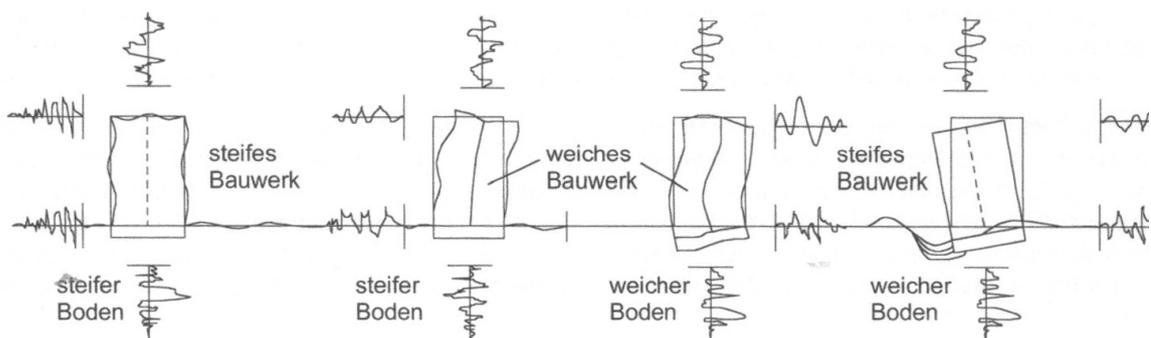


Abbildung 1.4: Wechselwirkungen zwischen Boden und Bauwerk aus [Gun08]

Die oben angeführten wichtigen Zusammenhänge sollen durch folgendes Beispiel aus [Pec07] illustriert werden: Beim Loma-Prieta- Erdbeben in San Francisco wurden 1989 bei einem Erdbeben mit der Stärke von 7.1 auf der Richterskala ganze Wohnblöcke zerstört, während in nur 100 m Entfernung baugleiche Gebäude weiterhin tragfähig

waren. Als Grund dafür wurde bei der Aufarbeitung des Bebens entdeckt, dass die zerstörten Gebäude auf lockeren Flusssedimenten errichtet wurden, wobei es infolge der Erschütterungen zu Konsolidationserscheinungen und sogar Bodenverflüssigung kam.

1.1.4 Ingenieurmäßige Auswertung von Erdbeben

Durch Messung der Bodenbewegungen können Erdbeben genau beschrieben werden. Mit Seismographen wird die Beschleunigung der Bodenverschiebung gemessen und der Verlauf in einem Akzellerogramm dargestellt. Ein solches besteht aus der Aufnahme des Zeitverlaufs dreier Bodenbeschleunigungskomponenten (zwei waagerechte, zueinander senkrechte Richtungen und die vertikale Richtung). Durch Integration des Beschleunigungsverlaufs erhält man den Geschwindigkeitsverlauf- das Velocitygramm. Schließlich erhält man durch eine weitere Integration den Verschiebungsverlauf- das Seismogramm. Daneben gehören auch noch der Frequenzgehalt der Bodenbewegung und die Dauer des Erdbebens zu den wichtigsten Kenngrößen eines Erdbebens.

1.2 Erdbeben in Österreich- Wiener Becken

Während man in Nachrichtensendungen des öfteren von Erdbeben in Japan oder Kalifornien hört, werden aus Österreich kaum welche vermeldet bzw. wenn doch, sind sie in ihrer Intensität kaum mit Erstgenannten vergleichbar. Dementsprechend ist das Thema Erdbeben in der öffentlichen Meinung eher von untergeordneter Bedeutung. In diesem Zusammenhang ist es deshalb auch schwierig gegenüber dem Bauherren Mehrkosten die sich durch erdbebensicheres Bauen ergeben zu rechtfertigen. Bei näherer Betrachtung muss aber festgestellt werden, dass sehr wohl auch in Österreich eine Gefährdung durch Erdbeben für Bauwerke vorhanden ist.

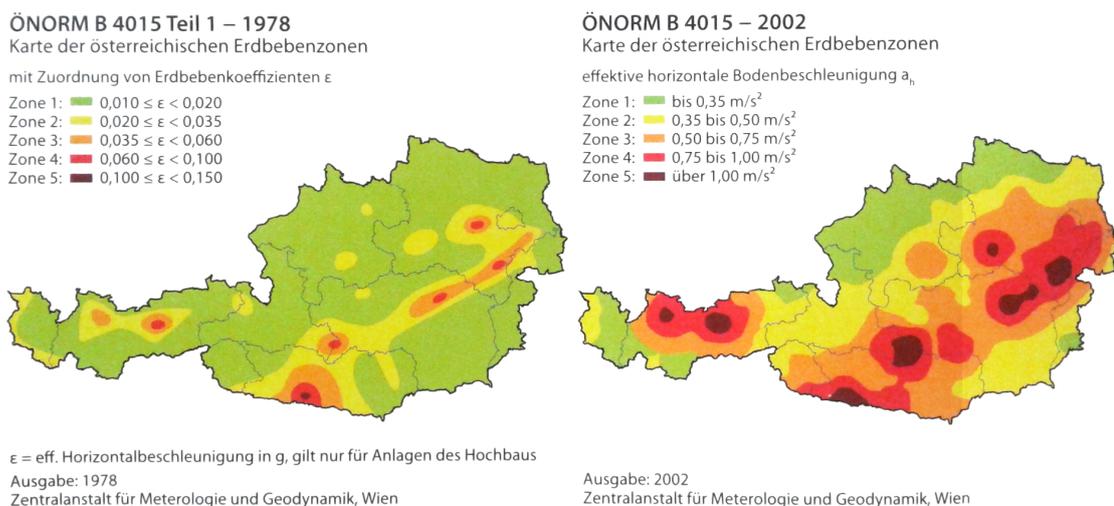


Abbildung 1.5: Karte der österreichischen Erdbebenzonen vor und nach Einführung des Eurocode 8; nach [Ach11a] bzw. [ÖNORM B 4015]

Die tatsächliche Erdbebengefährdung wird aber nicht nur in der subjektiven Meinung der breiten Bevölkerung unterschätzt. Erst durch die in der Vergangenheit intensiver gewordene Beschäftigung der Wissenschaft mit dieser Thematik in Österreich wurde auf die tatsächliche Gefährdung reagiert, was auch über die Jahre zu starken Veränderungen in den Erdbebennormen geführt hat. In Abbildung 1.5 ist etwa der Vergleich der Erdbebengefährdungskarte vor und nach dem Jahr 2002 zu sehen. Das Wiener Becken wurde demnach bis ins Jahr 2002 als von Erdbeben ungefährdet eingeschätzt. Diese Verschärfung hat mit einer umfangreichen Datenerhebung zu tun- in Österreich sind die aufgetretenen Erdbeben recht gut dokumentiert. Nach dem nunmehr geltenden Eurocode 8 ist ein Beobachtungszeitraum von 475 Jahren zu berücksichtigen. In diesem Zusammenhang ist etwa für Wien das sogenannte „Neulengbacher Beben“ vom 15. September 1590 mit einer Stärke von 9 auf der MSK von Bedeutung. Das 1972 stattgefunden Seebensteinbeben erreichte eine Epizentralintensität von 7. Auch dieses führte im 60 km entfernten Wien zu einer Vielzahl von Gebäudeschäden die ebenfalls in Zeitungsberichten gut dokumentiert sind. Diese reichen von herabfallenden Balustradenteilen, herabfallenden Schornsteinen bis hin zu einsturzgefährdeten Dächern. Abgesehen von diesen beiden für Wien größeren Beben kommt es in Österreich sehr oft zu Erdbeben mit einer Intensität 6 wie sie in der folgenden Tabelle 1.2 abgebildet sind. [Fle05]

Während neu errichtete Gebäude schon aufgrund ihrer Bauweise meist genügend Widerstand aufweisen sind Bestandsgebäude eher gefährdet schwere Schäden davonzutragen. Vor allem durch das geringe Bewusstsein über das Gefährdungspotential aus Erdbeben wurden oft in der Vergangenheit bauliche Veränderungen an den Bestandsgebäuden vorgenommen, durch welche diese nunmehr kaum gegen Erdbeben nachgewiesen werden können. Insbesondere im Erdgeschoss diverser Gebäude wurden durch Nutzungsänderung hin zu Geschäftsflächen oft die Zwischenwände entfernt bzw. gerade so viele Stützen übrig gelassen wie für die Vertikalkraftableitung notwendig waren.

Tabelle 1.2: Schadensbeben in Österreich seit 1995 mit einer Epizentralintensität vom Grad 6 nach [Fle05]

Nr.	Jahr	Monat	Tag	Herdtiefe (km)	Magnitude	Epizentrum
1.	1995	11	10	10	4,2	Judenburg
2.	1996	01	09	8	4,1	Ebreichsdorf
3.	2000	07	11	13	4,8	Ebreichsdorf
4.	2003	07	21	11	4,4	Niederwölz
5.	2003	10	29	6	3,9	bei Wörgl
6.	2004	10	01	10	3,8	Niklasdorf

2 Tragfähigkeit und Duktilität von Mauerwerk

Der folgende Abschnitt wurde auf Grundlage der Ausführungen nach [Bac02], [Mes07] und [Jäg10] erstellt.

2.1 Tragverhalten von Mauerwerk

Das Tragverhalten von Mauerwerk wird bestimmt durch die Eigenschaften des Mauersteins und des Mörtels. Zusammen bilden sie einen spröden, nichtlinearen Baustoff der zwar sehr gut für die Ableitung von Druckkräften geeignet ist, unbewehrt aber kaum Zugkräfte aufnehmen kann. Im Folgenden wird kurz der Tragmechanismus des „Verbundwerkstoffs“ Mauerwerk dargestellt:

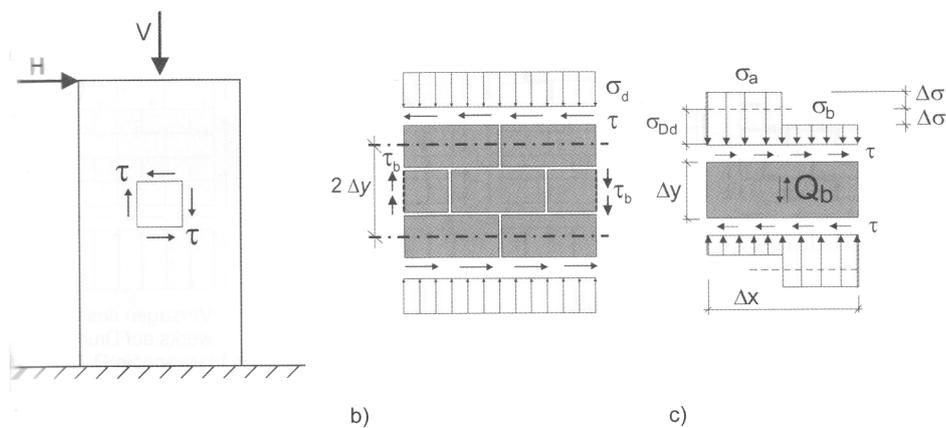


Abbildung 2.1: Mauerwerk unter einer Schubbeanspruchung in Scheibenebene. a) Mauerwerkswand b) herausgeschnittenes Wandelement c) Einzelstein; aus [Jäg10]

Der Mörtel soll einerseits die Steine kraftschlüssig verbinden, sowie den Spannungsverlauf gleichmäßiger gestalten. Er ist aber weicher als der Stein und wird durch die Belastung vertikal gestaucht, weshalb er auch seitlich ausquellen will. Der steifere Stein verhindert dieses jedoch, wodurch wiederum Spannungen entstehen. Daraus erfährt der Mörtel eine mehraxiale Druckbeanspruchung, was sich positiv auf die Tragfähigkeit dessen auswirkt. Die im Stein induzierten Zugspannungen können jedoch zum Bruch des Steins führen, weshalb auch die Druckfestigkeit des Mauerwerks stark von der Zugfestigkeit des Mauersteins geprägt wird. (vgl. [Jäg10] S.123)

Ein weiterer wichtiger Aspekt bei aussteifenden Mauerwerksscheiben ist die Schubfestigkeit. Um diese zu beschreiben wurden mehrere Modelle entwickelt. Die Gängigsten sind jene von *Ganz* (wurde in die Schweizer Normen SIA übernommen) sowie jenes von *Mann/Müller*, welches auch im Eurocode Anwendung findet.

Im Modell von *Mann/Müller* wird angenommen, dass die Stoßfugen keine Schubspannungen übertragen können. Aus den an der Ober- und Unterseite des Steins auftretenden Schubkräften entsteht also ein Moment, weshalb zusätzliche Vertikalspannungen erzeugt werden um ein Gleichgewicht herzustellen. Somit entsteht ein abgetreppter Normalspannungsverlauf. Je nach Größe von Schub- und Vertikalspannung bilden sich auch Risse bei Überschreiten der Zugfestigkeit aus (vgl. Abbildung 2.1).

Folgende vier Versagensformen sind möglich:

- Klaffen der Lagerfugen in der Steinhälfte mit der geringsten Normaldruckspannung
- Reibungsversagen in der Steinhälfte mit der geringsten Normaldruckspannung
- Steinzugversagen infolge Überschreitung der schrägen Steinzugfestigkeit in der Steinmitte
- Druckversagen in der Steinhälfte mit der höheren Normaldruckspannung

2.2 Versagensarten unter seismischer Beanspruchung

Bei Mauerwerk unter seismischer Beanspruchung bilden sich die Risse auf Grundlage der oben angegebenen Tragmechanismen aus. Grundsätzlich kann man nach folgenden Versagensformen unterscheiden [Mes07]:

Fugenversagen: Durch eine im Vergleich zur Horizontaleinwirkung geringen Auflast und schlechtem Mörtelverbund kommt es zu einem Reibungsversagen in den Lagerfugen.

Schubversagen: Dieses entsteht durch eine kritische Kombination aus Hauptdruck und -zugspannungen. Je nach Steinzugfestigkeit und Mörtelfestigkeit entsteht ein treppenförmiges Rissbild welches entweder durch die Mörtelfugen führt, oder bei Überschreitung der Steinzugfestigkeit durch die Steine verlaufen kann.

Biegeversagen: Bei schlank ausgebildeten Wandscheiben überwiegt die Biegefestigkeit. Die aus dem Moment entstehende lineare Spannungsverteilung führt vor allem in den Eckbereichen zu großen Spannungen die zu entsprechenden Rissen führen können.

In der Abbildung 2.2 werden die Bruchbilder einerseits für ganze Wandscheiben, aber auch im Hinblick auf Risse in Bereichen von Öffnungen dargestellt. Die Bereiche seitlich der Öffnungen haben eine geringe Steifigkeit- sind dementsprechend auch stärker belastet und versagen eher.



(a) Versagensarten aus [Gun08]

(b) Beispiel anhand MW-Pfeiler; aus [Mes07]

Abbildung 2.2: Versagensarten von Mauerwerksscheiben unter seismischer Einwirkung

So kann es im Bereich von Öffnungen aus verschiedenen Gründen zu Rissen kommen:

- Aufgrund der durch Umleitung der Druckspannungstrajektorien entstehenden Zugspannungen (Querzugkräfte).
- Eckbereiche stellen durch die auftretenden Spannungskonzentrationen „optimale“ Ausgangspunkte für Risse dar.
- Verformungsunterschiede der stark belasteten Bereiche links bzw. rechts der Öffnungen und der im Vergleich dazu nur schwach belasteten Brüstung.

In diesem Zusammenhang wird auch auf einen weiteren Aspekt hingewiesen der nicht unbedingt für die Tragfähigkeit relevant ist, insbesondere aber vor allem im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit bei der Herstellung nachträglicher Öffnungen oder von Unterfangungen von Wänden zu beachten ist. Beim Herstellen einer nachträglichen Öffnung wird der übrig gebliebene Sturz wie ein Balken belastet und auch dementsprechend stärker verformt. Die darüber liegende Wand ist aber auf Grund ihrer Schubsteifigkeit nicht in der Lage einer solchen Bewegung zu folgen. Dies führt schließlich dazu, dass sich ein Druckbogen mit dazugehörigen Rissen ausbildet. Wie man einem solchen Effekt gegensteuert wird in Abschnitt 9.1 näher erläutert.

2.3 Duktilität

2.3.1 Allgemeine Überlegungen

Die bei einem Erdbeben auftretenden Bodenbeschleunigungen werden über die Fundamente in das Gebäude eingetragen. Wie die Antwort des Tragwerks auf diese ausfällt hängt zunächst einmal von der Steifigkeit dessen ab. Bei einem weichen System werden sich die Stockwerksmassen aufgrund ihrer Trägheit kaum bewegen und somit kaum Beschleunigungskräfte aufnehmen- durch die Bodenverschiebungen am Wandfuß

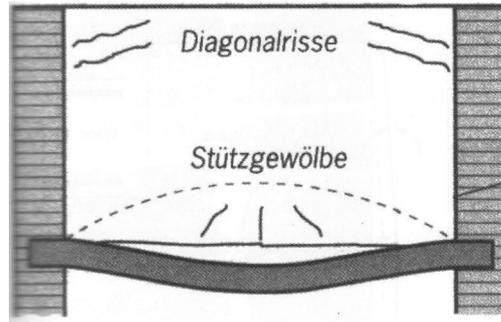


Abbildung 2.3: Rissbildung in Mauerwerkswänden infolge übermäßiger Deckendurchbiegung; aus [Jäg10]

kommt es zu entsprechend großen Verformungen. Anders beim steifen System: Dort werden die Verformungen zwar begrenzt, im Gegenzug werden aber beinahe die gesamten Beschleunigungskräfte in das Tragwerk eingeleitet, was dementsprechend große Einwirkungen nach sich zieht. Diese beiden geschilderten Varianten bilden die Extremfälle. Sehr weiche Tragwerke müssten demnach zum Überstehen eines Erdbebens zwar kaum einen Tragwiderstand aufweisen- dennoch muss zunächst einmal überhaupt durch entsprechende konstruktive Ausbildung eine plastische Energiedissipation möglich gemacht werden. Nach einer Erdbebeneinwirkung werden die Verformungen am Bauwerk dann dermaßen groß sein, dass keine weitere Benützung des Bauwerkes mehr möglich sein wird (Abbildung 2.4 Kurve b)). Steifere Systeme müssen dementsprechend sehr große Bauteilwiderstände aufweisen- was ein sehr massives Tragwerk notwendig macht und auch mit größeren Kosten verbunden ist (Abbildung 2.4 Kurve a)). In der Praxis wird ein wirtschaftlich vertretbarer Mittelweg anzustreben sein. Wie groß die Kapazität eines Tragwerkes, die Einwirkungen mittels Verformung abzubauen ist, hängt nicht zuletzt davon ab, aus welchen Materialien sich dieses zusammensetzt und welches statische System ihm zugrunde liegt. Die Grundlagen, wie die elastischen Einwirkungen zufolge der systembedingten Energiedissipation abgemindert werden können, werden im Folgenden auf Grundlage von [Bac02] dargestellt.

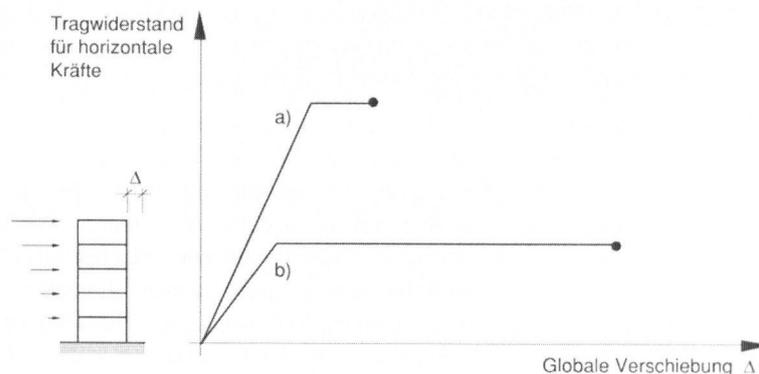


Abbildung 2.4: Verhalten unterschiedlicher Lösungen für das Tragwerk eines Hochbaus: a)Hoher Tragwiderstand jedoch nur kleine Duktilität notwendig b)Niedrigerer Tragwiderstand jedoch höhere Duktilität notwendig; aus [Bac02]

2.3.2 Verhaltensfaktoren

Die Grundlagen wie die elastischen Einwirkungen zufolge der systembedingten Energiedissipation abgemindert werden können, werden im Folgenden auf Grundlage von [Bac02] dargestellt:

„Der Verhaltensbeiwert berücksichtigt pauschal die Bauwerksduktilität und überführt das elastische Antwortspektrum in ein inelastisches Bemessungsspektrum. Diese Vorgehensweise stellt eine starke Vereinfachung dar, da die Annahme getroffen wird, dass sich aus vorhandenen lokalen dissipativen Reserven eine globale Duktilität ergibt. Weiterhin ist die Verwendung der inelastischen Spektren für elastische Berechnungen nach dem Antwortspektrenverfahren mit anschließender Überlagerung der Ergebnisgrößen streng genommen nicht korrekt, da das Superpositionsprinzip nicht mehr gilt. Trotzdem ist dieser pragmatische Ansatz für den Einsatz in der Bau Praxis gerechtfertigt und liefert eine Abschätzung des realen nichtlinearen dynamischen Tragwerksverhaltens.“ ([Mes07] S.265)

Die Abminderung des elastischen Tragwiderstandes F_{el} (also jenen welchen das Tragwerk haben müsste, um ein Bemessungsbeben durch rein elastisches Materialverhalten zu überstehen) wird mit Hilfe von Abminderungsfaktoren α_μ oder auch von deren reziprokiem Wert, den sogenannten Verhaltensfaktoren q , durchgeführt:

$$F_y = \alpha_\mu \cdot F_{el} = \frac{1}{q} \cdot F_{el} \quad (2.1)$$

In Abbildung 2.5 sind zwei Ansätze zur Abminderung des elastisch Tragwiderstandes dargestellt.

Aus dem Prinzip der gleichen maximalen Verschiebung eines linear- elastischen Einmassenschwingers und eines elastisch- plastischen Einmassenschwingers (Abbildung 2.5a) folgt:

$$\alpha_\mu = \frac{F_y}{F_{el}} = \frac{1}{\mu_\Delta} \quad \text{bzw.} \quad q = \mu_\Delta \quad \text{mit:} \quad \mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y \quad (2.2)$$

Und aus dem Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit derselben beiden Schwinger (gleiche schraffierte Flächen unter den Stoffgesetzen in Abbildung 2.5b) folgt:

$$\alpha_\mu = \frac{F_y}{F_{el}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_\Delta - 1}} \quad \text{bzw.} \quad q = \sqrt{2\mu_\Delta - 1} \quad (2.3)$$

Aus Vergleichsrechnungen ist bekannt, dass Glg. (2.2) für niedrige Frequenzen von etwa $f < 1.5$ Hz gut zutrifft, während Glg. (2.3) im mittleren Frequenzbereich von etwa 2 bis 10 Hz befriedigende Resultate liefert (vgl. [Bac02] S. 70).

Um eine einfache Anwendung zu gewährleisten wurden in der Norm ausgehend von umfangreichen statistischen Auswertungen von wissenschaftlichen Untersuchungen die

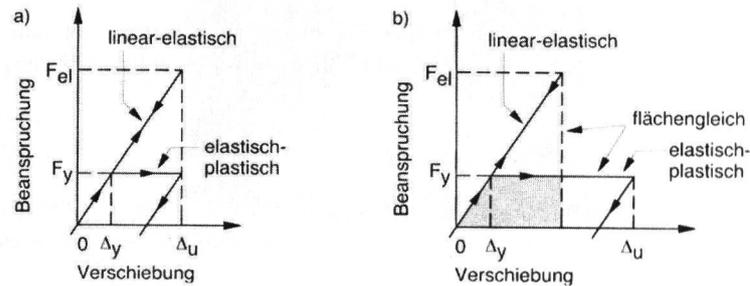


Abbildung 2.5: Ansätze zur Abminderung des Tragwiderstandes bzw. der Ersatzkraft: a) Prinzip der gleichen Verschiebung b) Prinzip der gleichen Arbeit; aus [Bac02]

Verhaltensbeiwerte abhängig vom verwendeten Material definiert. Da es aber zum Beispiel alleine beim Mauerwerksbau verschiedene Ausführungsvarianten (wie etwa Unbewehrtes Mauerwerk, Bewehrtes Mauerwerk oder Eingefasstes Mauerwerk) gibt, die sich alle sehr stark in ihrem Duktilitätsverhalten unterscheiden, ist es naturgemäß auch hier notwendig unterschiedliche Faktoren zu definieren. Für Mauerwerk sind sie in Tabelle 3.4 zusammengefasst.

2.3.3 Stockwerkverschiebung

Das systembedingte nichtlineare Verhalten von Bauwerken hat natürlich auch Auswirkungen auf die Abschätzung der auftretenden Verformungen. Einerseits im Sinne der Gebrauchstauglichkeit, andererseits aber auch um etwa notwendige Abstände zwischen benachbarten Bauteilen ermitteln, und so ein Aneinanderstoßen mit den damit einhergehenden Beschädigungen vermeiden, zu können. Dazu betrachtet man die Stockwerkverschiebungen.

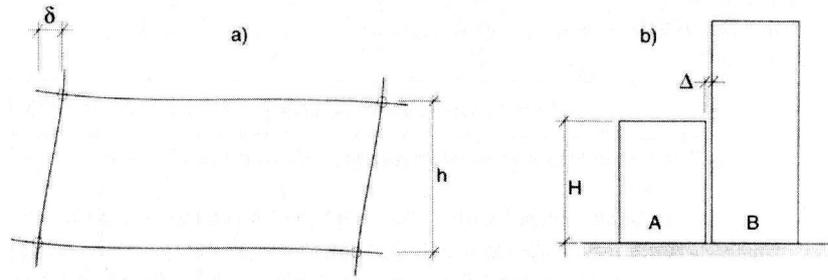


Abbildung 2.6: Tragwerksverformungen: a) Stockwerkverschiebung δ , b) Fugenbreite Δ zwischen benachbarten Gebäuden; aus [Bac02]

„Die Stockwerkverschiebung ist die horizontale relative Verschiebung zweier benachbarter, übereinander liegender Geschossdecken. Sie ist ein Mass für die Steifigkeit des Tragwerks unter horizontalen Kräften sowie für die unter dem Bemessungsbeben auftretenden maximalen Verformungen.“ ([Bac02] S.94)

Sie werden wie folgt berechnet ([Bac02]):

$$\delta_u = \mu_{\Delta} \cdot \delta_y \quad (2.4)$$

mit

- δ_y – Stockwerkverschiebung bei Fließbeginn (unter den Ersatzkräften [m])
- δ_u – Stockwerkverschiebung beim Erreichen der Bemessungsduktilität des Tragwerks [m]
- μ_{Δ} – Bemessungsduktilität des Tragwerks (globale Verschiebeduktilität) [-]

Grenzwerte, welche die Stockwerkverschiebung im Hinblick auf Schäden an Nichttragenden Bauteilen begrenzen sollen, sind in Abschnitt 3.4.2 zu finden.

3 Normative Grundlagen

3.1 Lastfallkombination nach EN 1990

In Österreich ist nach den OIB Richtlinien der Bundesländer das Normenpaket Eurocode für die Bemessung und Konstruktion von Bauwerken als normative Grundlage festgelegt.

Um die verschiedenen Nachweise führen zu können sind nach EN 1990 unter anderem folgende Lastfallkombinationen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit definiert:

Die Grundkombination bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen (entspricht EN 1990-1 Glg. (6.10)):

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_P P \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Die Kombination von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Erdbeben (entspricht EC 1990-1 Glg. (6.12b)):

$$\sum G_{k,j} \oplus P \oplus A_{Ed} \oplus \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Nach EN 1998-1 3.2.4 (2)P gilt: *Die Trägheitseffekte der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung müssen unter Berücksichtigung der Massen entsprechend aller Gewichtskräfte, die in der folgenden Kombination von Einwirkungen auftreten, berechnet werden:*

$$\sum G_{k,j} \oplus \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{E,i}$ berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die Lasten $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ während des Erdbebens nicht überall im Bauwerk vorhanden sind. Nach EN 1998-1 4.2.4 (2)P sind die Kombinationsbeiwerte $\psi_{E,i}$ wie folgt zu berechnen:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (3.4)$$

Die Kombinationsbeiwerte werden in EN 1990 Anhang A.1 definiert. Der in Glg. (3.2) vorkommende Faktor φ ist in Tabelle 3.1 zu finden.

Tabelle 3.1: Werte von φ zur Berechnung von ψ_{Ei}

Art der veränderlichen Einwirkung	Geschoss	φ
Kategorien A-C	Dach	1,00
	Geschosse mit in Beziehung zueinander stehender Nutzung	0,80
	Unabhängig genutzte Geschosse	0,50
Kategorien D-F und Archivräume		1,00
Kategorien wie in EN 1991-1-1 definiert		

3.2 Bemessung von Mauerwerksbauten nach EN 1996

In Österreich erfolgt die Bemessung von Mauerwerksbauten nach der geltenden Fassung des Eurocode 6. Das Grundlagendokument stellt die EN 1996-1-1 [EC6] dar. Die Länderspezifischen Festlegungen sind in der ÖNORM B 1996-1-1 [ÖN6a] geregelt. Daneben werden in der EN 1996-3 vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerkswände angegeben. Außerdem wurde vom Österreichischen Normungsinstitut die ONR 21996 herausgegeben, welche eine Zusammenfassung der zur Mauerwerksbemessung in Österreich erforderlichen Bestimmungen darstellt und sich dabei hauptsächlich an den vereinfachten Bemessungsansätzen der ÖNORM EN 1996-3 sowie den in Österreich üblichen Bauweisen orientiert.

3.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Mauerwerk wurden in Österreich nach B 1996-1 4.1 Tabelle 1 festgelegt. Sie entsprechen den Werten aus EN 1996-1 2.4.3 der Klasse 3. Sie werden hier in Tabelle 3.2 wiedergegeben.

Tabelle 3.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Mauerwerk aus [EC6]

Material	γ_M
Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung	2,00
Steinen der Kategorie I und Rezeptmörtel	2,20
Steinen der Kategorie II	2,50
Verankerung von Bewehrungsstahl	2,20
Bewehrungsstahl und Spannstahl	1,15
Ergänzungsbauteile	2,20
Mauerwerksstürze nach ÖNORM EN 845-2 mit tragender Übermauerung	2,20

3.2.2 Charakteristische Druckfestigkeit

Die charakteristische Druckfestigkeit ist wie bereits in Abschnitt 2.1 beschrieben von der gemeinsamen Wirkung von Mörtel und Mauerstein abhängig. Nach B 1996-1 4.2 wird diese wie folgt angegeben:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (3.5)$$

mit:

- f_b – charakteristische Steindruckfestigkeit [N/mm^2]
- f_m – charakteristische Mörteldruckfestigkeit [N/mm^2]
- α, β, K – Faktoren aus Tab.2 in B 1996-1

Bei Ziegel der Gruppe 1 und für Normalmörtel werden die Faktoren z.B. gleich:
 $K = 0,60$; $\alpha = 0,65$ und $\beta = 0,25$.

Für Glg. (3.5) ist weiters zu beachten:

- Für Steine und Ziegel, die mit Leichtmörtel vermauert werden, darf keine größere Steindruckfestigkeit als $15 N/mm^2$ in Rechnung gestellt werden.
- Bei Mauerwerk mit Normalmörtel und Mörtelfugen parallel zur Wandebene (Verbandsmauerwerk) muss f_k um 20% vermindert werden.
- Bei Mörtel darf für f_m kein größerer Wert als $20 N/mm^2$ bzw. $2f_b$ in Rechnung gestellt werden. Der kleinere Wert ist maßgebend.

3.2.3 Schubbelastung von Mauerwerk

Die charakteristische Schubfestigkeit wird in EN 1996-1 3.6.2 geregelt. Für Mauerwerk mit Normalmörtel gilt:

bei vollständig vermörtelten Fugen:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad f_{vk} \leq 0,065 \cdot f_b \quad (3.6)$$

bei knirsch gestoßenen Stirnflächen

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad f_{vk} \leq 0,045 \cdot f_b \quad (3.7)$$

- σ_d ist die Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft in der betrachteten Querschnittsebene des Bauteils unter der entsprechenden Lastkombination als Mittelwert der Vertikalspannungen im überdrückten Bereich, der den Schubwiderstand sicherstellt.
- Tabelle 3 in B 1996-1 gibt Werte für die Anfangsscherfestigkeit von Mauerwerk vor. (z.B. bei Ziegel mit Normalmörtel der Festigkeitsklasse M1 beträgt $f_{vk0} = 0,10 N/mm^2$)

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss dann gelten: $V_{Ed} \leq V_{Rd}$. Wobei sich der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit V_{Rd} nach EN 1996-1-1 6.2 (2) wie folgt errechnet:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (3.8)$$

mit:

- f_{vd} – f_{vk}/γ_M [N/mm^2]
- t – die Wanddicke der schubbeanspruchten Wand [mm]
- l_c – Länge des überdrückten Teiles der Wand unter Vernachlässigung auf Zug beanspruchter Teile [mm]

Dabei ist nach EN 1996-1-1 6.2 (4) zu beachten: *Die Länge des überdrückten Teiles der Wand l_c sollte unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung berechnet werden. Öffnungen, Schlitze und Aussparungen sind dabei zu berücksichtigen. Durch vertikale Zugspannungen beanspruchte Wandbereiche sind nicht anzusetzen.*

3.2.4 Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk

Sie wird in EN 1996-1 3.6.3 geregelt. Bei der Plattenbiegung ist f_{xk1} als Biegefestigkeit mit einer Bruchebene parallel zu den Lagerfugen und f_{xk2} als Biegefestigkeit mit einer Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen definiert. Nach EN 1996-1 3.6.3 (3) gilt z.B. bei Ziegelmauersteinen mit:

- Normalmörtel mit $f_m < 5 N/mm^2$: $f_{xk1} = 0,10 N/mm^2$ bzw. $f_{xk2} = 0,20 N/mm^2$ sowie
- Normalmörtel mit $f_m \geq 5 N/mm^2$: $f_{xk1} = 0,10 N/mm^2$ bzw. $f_{xk2} = 0,40 N/mm^2$.

3.2.5 Verformungseigenschaften von Mauerwerk

Nach EN 1996-1 3.7.2 muss der Elastizitätsmodul nach EN 1052-1 ermittelt werden. *Der Schubmodul G darf mit 40% des Elastizitätsmodul E angenommen werden.*

Hingewiesen soll in diesem Zusammenhang auch auf eine Regelung in EN 1998-1 4.3.1 werden. Hier wird vorgeschlagen die Steifigkeit der lastabtragenden Bauteile bei Mauerwerk unter Berücksichtigung der Rissbildung zu berechnen. *Dabei dürfen die elastischen Biege- und Schubsteifigkeitseigenschaften von Beton- und Mauerwerksbauteilen als die Hälfte der zugehörigen Steifigkeiten der ungerissenen Bauteile angenommen werden.*

3.2.6 Schlankheit von Mauerwerkswänden

EN 1996-1 5.5.1.4 (2) fordert: *Die Schlankheit einer im Wesentlichen vertikal beanspruchten Mauerwerkswand darf nicht größer als 27 sein.* In B 1996-1 4.4 wird weiters ausgeführt: *Die Mindestwanddicke t_{min} einer tragenden Wand beträgt 17 cm und die einer aussteifenden Wand mit geringem Anteil an Deckenlasten beträgt 12 cm.*

3.2.7 Schubbeanspruchte Aussteifungswände

Bei der Berechnung einer schubbeanspruchten Wand setzt sich die Steifigkeit dieser aus der Wand selber und der mitwirkenden Breite der Querwände zusammen, sofern die Verbindung mit der Querwand die auftretenden Schubkräfte aufnehmen kann. Die mitwirkende Breite wird nach Abbildung 3.1 ermittelt:

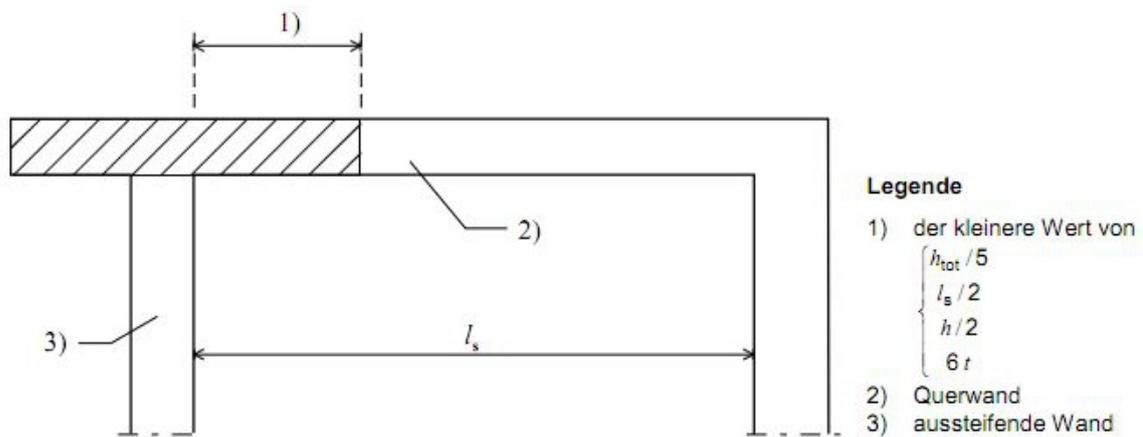


Abbildung 3.1: Mitwirkende Breite bei auf Schub beanspruchten Wänden:
 h_{tot} =Gesamthöhe eines Tragwerks, h =lichte Höhe einer Wand, l_s =Abbildung;
 aus [EC6]

Nach EN 1996-1-1 5.5.3 (8) darf *die größte horizontale Schubkraft einer aussteifenden Wand um 15% abgemindert werden, wenn die von parallel verlaufenden Wänden aufzunehmenden Schubkräfte entsprechend erhöht werden.*

Nach EN 1996-1-1 5.5.3 (10) darf *die Schubspannungsverteilung über den überdrückten Bereich der Wand als konstant angenommen werden.*

3.3 Besondere Regeln für Mauerwerksbauten nach EN 1998-1

Im Abschnitt 9 von Eurocode 8 werden besondere Regeln für Mauerwerksbauten im Hinblick auf die Erdbebensicherheit vorgegeben. Von besonderem Interesse für diese Diplomarbeit sind folgende Punkte:

3.3.1 Mindestfestigkeit von Mörtel

Nach EN 1998-1 9.2.3 (1) wird eine Mindestfestigkeit des Mörtels $f_{m,min}$ gefordert. Diese wird mit $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ für unbewehrtes oder eingefasstes und $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$ für bewehrtes Mauerwerk festgelegt.

In den Nationalen Festlegungen der B 1998-1 13.1.3 werden jedoch geringere Mindestfestigkeiten, abhängig von der seismischen Einwirkung, festgelegt. Sie sind in Tabelle 3.3 angegeben.

Tabelle 3.3: Mindestfestigkeit von Mörtel aus [ÖN8]

$a_g \cdot S = a_{gr} \cdot \gamma_1 \cdot S$	f_m N/mm^2
kleiner oder gleich $0,15 \cdot g$	1,0
größer $0,15 \cdot g$	2,5

3.3.2 Verhaltensbeiwert

In Tabelle 5 in B 1998-1 werden die Verhaltensbeiwerte definiert. Sie sind hier in Tabelle 3.4 dargestellt.

Tabelle 3.4: Verhaltensbeiwerte aus [ÖN6a]

Bauwerkstyp	Verhaltensbeiwert q
Unbewehrtes Mauerwerk nach EC6-1-1	
in Zonen geringer Seismizität	1,50
Unbewehrtes Mauerwerk nach EC8-1	1,50
Unbewehrtes Mauerwerk nach EC8-1 mit $f_m \geq 2,5 \text{ N/mm}^2$	2,00
Eingefasstes Mauerwerk	2,50
Bewehrtes Mauerwerk	2,50

3.3.3 Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln

In Abschnitt 9.5 der EN 1998-1 werden konstruktive Anforderungen an Schubwände gestellt. Wird diesen nicht entsprochen sind diese als sekundäre seismische Bauteile anzusehen und somit ihr Beitrag zur Steifigkeit in Horizontalrichtung zu vernachlässigen. Diese Anforderungen werden in Tabelle 3.5 wiedergegeben.

Tabelle 3.5: Empfohlene geometrische Bedingungen für Schubwände; aus [EC8a]

Mauerwerksart	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Unbewehrt, aus natürlichen Mauersteinen	350	9	0,50
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauerst.	240	12	0,40
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauerst. bei geringer Seismizität	170	15	0,35
Eingefasstes Mauerwerk	240	15	0,30
Bewehrtes Mauerwerk	240	15	unbegrenzt

3.3.4 Teilsicherheitsbeiwert für Erdbebeneinwirkung

Nach EN 1998-1 9.6 (3) gilt: *In Nachweisen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Erdbeben- Bemessungssituation sollten Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Mauerwerkeigenschaften und γ_S für Bewehrungsstahl verwendet werden.* Achtung, nach B 1996-1:2011 13.4 wird im Gegensatz zu früheren Fassungen die empfohlene Vorgangsweise der EN übernommen. Das bedeutet laut der Anmerkung in diesem: γ_M ist $2/3$ des Wertes im Nationalen Anhang zu EN 1996-1-1:2004 (Anm: hier in Abschnitt 3.2.1 behandelt) aber nicht weniger als 1,5. Der empfohlene Wert ist $\gamma_S = 1,00$.

3.4 Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben nach EN 1998-1

Nach EN 1998-1 4.3.3.1 darf in Abhängigkeit von den konstruktiven Eigenschaften des Bauwerks eine der beiden folgenden linear-elastischen Berechnungsmethoden verwendet werden:

- das „Vereinfachte Antwortspektrumverfahren“ für Hochbauten, sofern die dafür vorgegebenen Rahmenbedingungen eingehalten werden. (Siehe Abschnitt 3.4.1)
- das „Multimodale Antwortspektrenverfahren“, das für alle Arten von Hochbauten anwendbar ist.
- Alternativ dazu wären auch nichtlineare Methoden erlaubt.

Im Folgenden soll näher auf das in dieser Arbeit verwendete „Vereinfachte Antwortspektrumverfahren“ eingegangen werden:

3.4.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Nach EN 1998-1 4.3.3.2.1 darf diese Berechnungsmethode nur bei Hochbauten angewendet werden, deren Antwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform in jeder Hauptrichtung beeinflusst wird. Dazu müssen sie folgende Bedingungen erfüllen:

- Die Bauwerke haben eine Eigenschwingungsdauer T_1 in den beiden Hauptrichtungen, die kleiner ist als folgende Werte:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (3.9)$$

mit T_C wie in EN 1998-1 3.2.2.2 definiert.

- Sie erfüllen die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss nach EN 1998 4.2.3.3

Die Gesamterdbebenkraft F_b in jeder horizontalen Richtung, in der das Bauwerk rechnerisch untersucht wird, muss nach folgender Formel bestimmt werden:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.10)$$

mit:

$S_d(T_1)$ – als Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode T_1 ; in $[m/s^2]$

T_1 – Eigenschwingungsdauer des Bauwerks; in $[s]$

m – Gesamtmasse des Bauwerks oberhalb des Kellergeschosses; in $[kg]$

λ – Korrekturbeiwert:

= 0,85, wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ und das Bauwerk mehr als 2 Stockwerke hat, sonst

= 1,0; in $[-]$

Für Hochbauten mit einer Höhe bis zu 40 m darf der Wert von T_1 (in s) durch folgenden Ausdruck näherungsweise bestimmt werden:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3.11)$$

mit:

- C_t = 0,085 für biegesteife räumliche Stahlrahmen
- = 0,075 für biegesteife räumliche Stahlbetonrahmen
- = 0,050 für alle anderen Tragwerke
- H als Bauwerkshöhe, in [m], ab Fundamentoberkante bzw. Oberkante eines starren Kellergeschosses

Alternativ darf bei Hochbauten mit Schubwänden aus Beton oder Mauerwerk der Wert C_t angenommen werden als:

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c} \quad (3.12)$$

mit

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi}/H)^2)] \quad (3.13)$$

Dabei sind:

- A_c – als gesamte wirksame Querschnittsfläche der Schubwände im Erdgeschoss des Gebäudes, in m^2
- A_i – als wirksame Querschnittsfläche der Schubwand i in der betrachteten Richtung im Erdgeschoss des Gebäudes, in m^2
- H – wie in der Glg (3.11) definiert
- l_{wi} – als Länge der zu den wirkenden Kräften parallelen Schubwand i im Erdgeschoss in m, mit der Einschränkung, dass l_{wi}/H den Wert 0,9 nicht überschreiten sollte.

Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

Gemäß EN 1998-1 4.3.3.2.3 gilt: *Die Beanspruchungsgrößen aus Erdbebeneinwirkung müssen bestimmt werden, indem an den beiden ebenen Modellen horizontale Kräfte F_i an allen Stockwerken angebracht werden.* Dies geschieht entweder abhängig von den Verschiebungen der Massen m_i, m_j in der Grundeigenform oder, *wenn die Grundeigenform durch mit der Höhe linear zunehmenden Horizontalverschiebungen angenähert wird, dann sollten die Horizontalkräfte F_i nach folgendem Ausdruck bestimmt werden.*

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.14)$$

mit

- z_i, z_j als Höhe der Massen m_i, m_j über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift (Fundamentebene oder Oberkante eines starren Kellergeschosses)

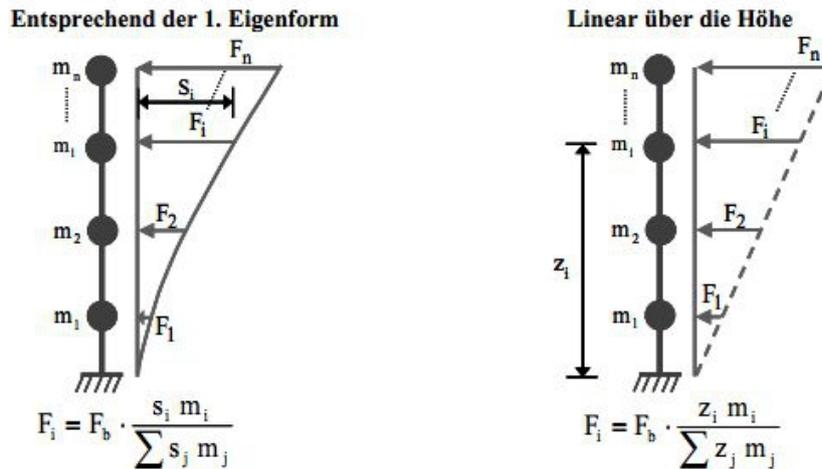


Abbildung 3.2: Verteilung der Gesamterdbebenkraft über die Gebäudehöhe; aus [Mes07]

3.4.2 Schadensbegrenzung

Um die Schadensbegrenzungsbedingung nach EN 1998-1 4.4.3 einzuhalten, muss neben dem Nachweis der Tragfähigkeit auch die Stockwerkverschiebung beschränkt werden. Dabei gilt:

- für Hochbauten, bei denen nichttragende Bauteile aus spröden Werkstoffen an der Konstruktion befestigt sind: $d_r \cdot n \leq 0,005 \cdot h$
- für Hochbauten mit duktilen nichttragenden Bauteilen: $d_r \cdot n \leq 0,007 \cdot h$
- für Hochbauten mit nichttragenden Bauteilen, die derart befestigt sind, dass sie die Verformungen der tragende Teile nicht stören: $d_r \cdot n \leq 0,010 \cdot h$

mit:

- d_r – Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerkverschiebung; in [m]
- h – Stockwerkshöhe; in [m]
- n – Abminderungsbeiwert; [-]

ANMERKUNG:

- Der Abminderungsbeiwert „n“ ist von der Bedeutungskategorie des Bauwerks abhängig. Es gilt:
 - $n=0,5$ für Bedeutungskategorie I und II
 - $n=0,4$ für Bedeutungskategorie III und IV.

Der Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerkverschiebung d_r wird ermittelt als die Differenz der mittleren horizontalen Verschiebung d_s oben und unten im betrachteten Geschoss (EN 1998-1 4.4.2.2 (2)). d_s wird im folgenden Abschnitt 3.4.3 definiert:

3.4.3 Berechnung der Verschiebungen

Nach EN 1998-1 4.3.4 (1)P gilt: *Wird eine lineare Berechnung durchgeführt, müssen die durch die Erdbebeneinwirkung hervorgerufenen Verschiebungen auf der Grundlage der elastischen Verformungen des Tragwerks mit Hilfe der folgenden vereinfachten Gleichung bestimmt werden:*

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (3.15)$$

mit

- d_s – Verschiebung eines Punktes des Tragwerks infolge Bemessungserdbeben
- q_d – Verschiebungsverhaltensbeiwert = q ; *Beachte Anmerkung unten*
- d_e – Verschiebung des gleichen Punktes des Tragwerks, wie durch eine lineare Berechnung auf Grundlage des Bemessungsantwortspektrums nach 3.2.2.5 des EN 1998-1 ermittelt

Anmerkung:

Der Verhaltensbeiwert q für Mauerwerk wurde in Abschnitt 3.3.2 angegeben. In dieser Hinsicht sei auch auf die Bestimmung aus EN 1998-1 4.2.3.1 (7) hingewiesen: *Für im Aufriss unregelmäßige Bauwerke ergeben sich abgeminderte Werte der Verhaltensbeiwerte durch Multiplikation der Referenzwerte mit 0,8.* Genaue Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss finden sich in der EN 1998-1 4.2.3.3 bzw. wird darauf im folgenden Abschnitt eingegangen.

Für Stahlbauten werden die Verhaltensbeiwerte abhängig von der Duktilitätsklasse in Tabelle 6.3 der EN 1998-1 wiedergegeben. Für Verbundbauten aus Stahl und Beton sind sie in Tabelle 7.1 in selbiger Norm zu finden.

4 Aussteifung von Hochbauten

Grundlage für diesen Abschnitt bilden [Bac02],[Poc03], [Mes07] und [Kra07].

4.1 Erdbebengerechte Entwurfsgrundsätze

4.1.1 Horizontale Regelmäßigkeit

Grundsätzlich sollten aus Gründen der Wirtschaftlichkeit beim Entwurf von Bauwerken hinsichtlich der Grund- und Aufrissgestaltung einige Regeln beachtet werden. Durch die Einhaltung solcher ist es möglich, die auftretenden Einwirkungen effizient über die Tragstruktur bis in die Gründung abzuleiten und somit Kosten für zum Teil leicht vermeidbare Speziallösungen zu sparen.

Regelmäßigkeit und Symmetrie sind im Hinblick auf die Aufnahme horizontaler Kräfte für ein Tragwerk sehr günstig. Dagegen besteht bei Gebäuden mit L-V-T-X-H-Y-förmigen Grundrissen (vgl. Abbildung 4.1) das Problem, dass die einzelnen Baukörper bezüglich einer gegebenen Belastungsrichtung unterschiedliche Steifigkeiten und somit andere Schwingungsverhalten aufweisen. Durch diese Inkompatibilität kommt es zu Zwangsverformungen und damit einhergehend auch zu Spannungsspitzen in den Verbindungsstellen.

Möglichkeiten dieses Problem zu lösen sind in Abbildung 4.1 dargestellt. So schafft etwa die bauliche Trennung der einzelnen Baukörper Abhilfe, wodurch diese für sich alleine gesehen wieder einen günstigeren Grundriss aufweisen und ebenso für sich alleine schwingen können. Beachten muss man jedoch, „seismische Fugen“ zwischen den Baukörpern einzuhalten, damit sie im Schwingungsfall nicht gegeneinander stoßen. Bei Erdbebenbelastung quer zur „starken Achse“ eines Baukörpers können eine Verstärkung von Wandscheiben in Krafrichtung bzw. zusätzliche Scheiben im Inneren die Steifigkeit stark erhöhen. Bei L-förmigen Grundrissen ohne bauliche Trennung stellt sich im Eckbereich eine ähnliche Tragwirkung wie bei einer biegesteifen Rahmenecke im Stahlbau ein. Anstelle der Steifen in Form von Blechen werden im Gebäude dann eben Schubwände eingesetzt. Zum Abbau der Spannungskonzentrationen an den Innenecken kann auch eine Abschrägung der tragenden Außenwand in diesem Bereich sinnvoll sein.

Ein für die horizontale Aussteifung maßgeblicher Aspekt sind die Geschossdecken. Sie sollen die horizontalen Kräfte sammeln und zu den vertikalen Aussteifungselementen weiterleiten. Wichtig für diese Funktion ist dabei aber die Scheibenwirkung- d.h. die

Schubsteifigkeit in ihrer Ebene. Um diese aufrecht zu erhalten ist größeren Decken-
durchbrüchen entsprechende Beachtung zu schenken. Daneben ist auch darauf zu ach-
ten, dass sämtliche Decken eines Geschosses in der gleichen Ebene liegen. Wenn diese
nämlich höhenversetzt sind werden aufwändige konstruktive Durchbildungen notwen-
dig um eine durchgehende Kraftübertragung sicherstellen zu können.

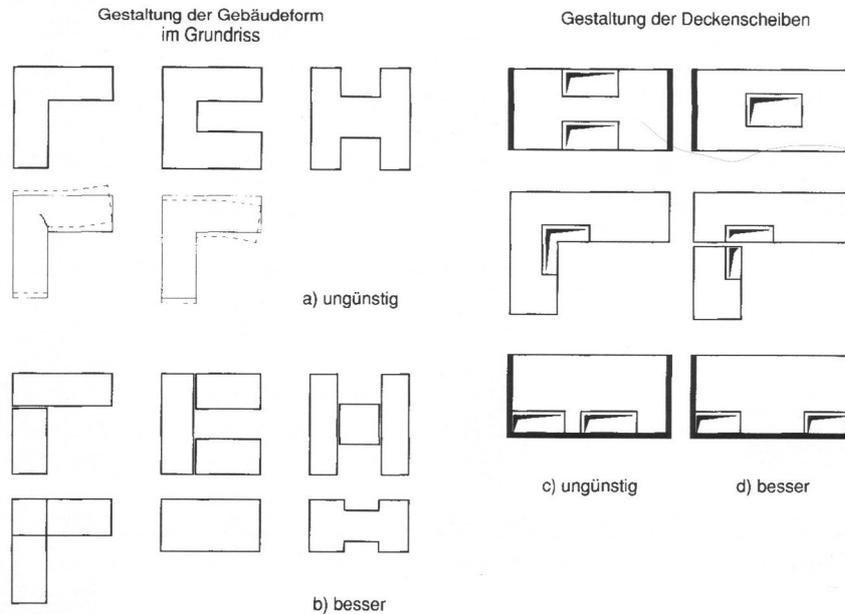


Abbildung 4.1: Gestaltung der Gebäudeform bzw. der Deckenscheibe im Grundriss;
aus [Bac02]

Ein weiteres Problem entsteht bei unsymmetrischem Grundriss durch Torsion, wodurch die Aussteifungselemente zusätzliche Belastungen erfahren. Dementsprechend wäre es günstig Steifigkeitsmittelpunkt und Massenmittelpunkt möglichst zusammenfallen zu lassen. Beispiele für günstige und weniger günstige Anordnungen sind in Abbildung 4.2 zu finden.

Oben genanntes gilt ebenso für die Gestaltung der Aufrisse. Nebeneinander angeordnete Baukörper mit unterschiedlichen Höhen besitzen ebenso unterschiedliche Schwingungseigenschaften. Um Schäden aus Zwängungen oder Zusammenprall zu vermeiden sind auch hier wieder seismische Fugen mit ausreichend Abstand vorzusehen.

4.1.2 Regelmäßigkeit über die Höhe

Ebenso wichtig ist eine regelmäßige Steifigkeitsverteilung über die Höhe. Demnach sollte danach getrachtet werden aussteifende Wandscheiben vom Kellergeschoss bis in das oberste Geschoss möglichst ungestört durchzuführen. Abrupte Änderungen führen zu Schwachstellen die wie Sollbruchstellen wirken. Beispiele hierzu sind in Abbildung 4.3 dargestellt. Einzelne Geschosse, die im Vergleich zu den Regelgeschossen eine viel geringere Steifigkeit aufweisen, werden auch Soft- Storeys genannt. Dabei handelt es sich

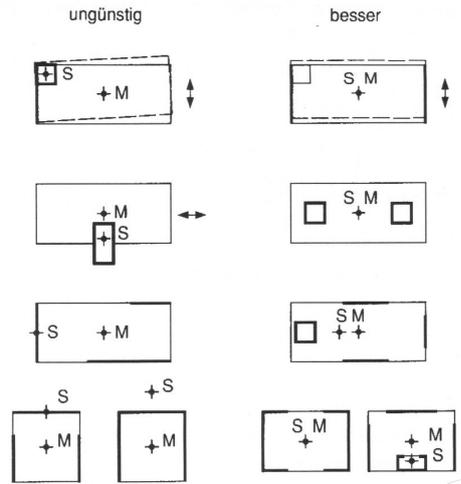


Abbildung 4.2: Anordnung der Tragelemente für die Erdbebenkräfte mit Steifigkeitszentrum S und Massenzentrum M; aus [Bac02]

zumeist um das Erdgeschoss in dem aus Platzgründen auf aussteifende Scheiben verzichtet wurde und gerade so viele Stützen vorhanden sind um die Vertikalkräfte sicher in die Gründungen leiten zu können. Das Ignorieren der auftretenden Horizontalkräfte kann im Extremfall zum Versagen der betreffenden Geschosse führen- in der Literatur finden sich genügend Beispiele die ein solches Versagen bildlich dokumentieren.

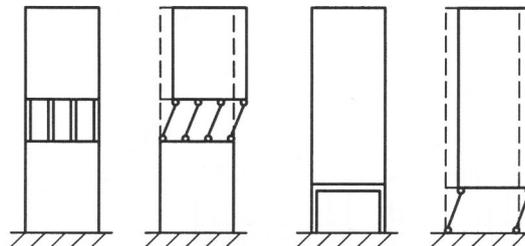


Abbildung 4.3: Ungünstige Steifigkeitsverteilung über die Höhe und Tragverformungsverhalten aus [Poc03]

Auch Steifigkeitsunterschiede innerhalb eines Geschosses können zu Problemen führen. Beispielhaft sei hier die Problematik der „kurzen Stützen“ angeführt. Wie in Abbildung 4.4 ersichtlich kommt es dabei zu einer sehr ungünstigen Kräfteverteilung, welcher nur durch einen unverhältnismäßig hohen konstruktiven Mehraufwand begegnet werden kann.

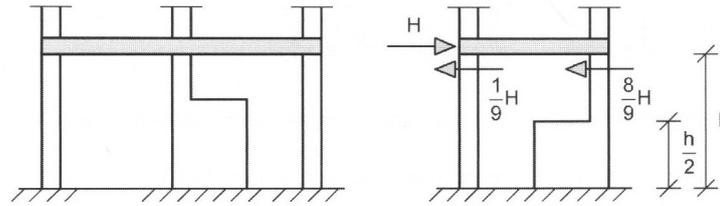


Abbildung 4.4: Biegesteife Rahmen mit unterschiedlicher Höhe der Stiele; aus [Poc03]

4.2 Aussteifungssysteme

In diesem Abschnitt soll auf die Steifigkeitseigenschaften verschiedener Aussteifungssysteme eingegangen werden: Basis für diese Überlegungen ist [Poc03].

4.2.1 Steifigkeit

„Die Steifigkeit ist ein Maß der elastischen Verformbarkeit eines Bauelementes oder Tragwerks. Sie wird definiert als diejenige Kraft P oder dasjenige Moment M die eine Einheitsverschiebung $U = 1$ bzw. eine Einheitsverdrehung $\phi = 1$ am Angriffspunkt der Kraft oder des Moments hervorruft.“ ([Poc03] S.69)

Die entsprechenden Federgesetze lauten für:

$$\text{eine lineare Längsfeder: } U = \frac{P}{K} \quad \text{und eine lineare Drehfeder: } \phi = \frac{M}{c} \quad (4.1)$$

4.2.2 Wandscheibe

Scheiben sind auf Grund ihrer großen Steifigkeit in ihrer Ebene hervorragend zur Aussteifung von Bauwerken geeignet. Für horizontale Aussteifungen werden vor allem wegen der guten Plastizierungseigenschaften Stahlbetonwände verwendet. Unbewehrte Mauerwerkswände besitzen, sofern sie nicht ausreichend durch vertikale Auflasten überdrückt werden, nur eine begrenzte Fähigkeit Schubkräfte aufzunehmen. Daneben reagieren sie auch sehr spröde, weshalb sie für seismische Einwirkungen nicht so gut geeignet sind. Auf das Verhalten von Mauerwerk unter Erdbeben wird in einem späteren Abschnitt noch näher eingegangen. Daneben gibt es auch die Möglichkeit, Aussteifungselemente aus Holzwerkstoffen herzustellen. Beispiele dafür sind etwa Massivholzplatten oder beplankte Holzrahmen.

Das Verformungsverhalten von Wandscheiben ist stark abhängig von ihren Abmessungen. Anhand des Verhältnisses von Höhe zu Länge können folgende Kategorien unterschieden werden (Siehe auch Abbildung 4.5):

- Schlanke Biegewandscheiben mit $h/l \approx 5 - 6$
Solche verhalten sich wie Kragträger, d.h., dass vor allem die Biegeverformungen maßgebend sind:

$$U_B = \frac{Ph^3}{3EI} \quad (4.2)$$

- Gedrungene Wandscheiben mit $h/l \leq 1,5$
Solche Wandscheiben werden vor allem Schubverformungen aufweisen:

$$U_Q = \frac{Ph}{GA_s} \quad (4.3)$$

- Dazwischen liegen die steifen Biegewandscheiben mit einem Verhältnis von $h/l \approx 3$
Bei solchen sind sowohl Biege- als auch Schubverformung zu berücksichtigen. Die einzelnen Anteile werden einfach addiert:

$$U = U_B + U_Q = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph}{GA_s} \quad (4.4)$$

Und damit die Schubsteifigkeit K_{BQ} als Kehrwert berechnet:

$$K_{BQ} = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph}{GA_s}} \quad (4.5)$$

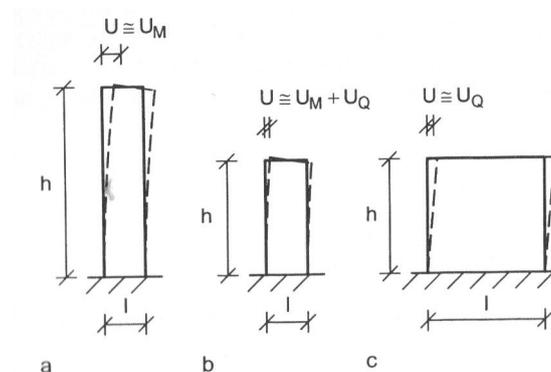


Abbildung 4.5: Klassifizierung von Wandscheiben nach der Steifigkeit und dem Verformungsverhalten a) Schlanke biegegewiche Wandscheibe b) Steife biegegewiche Wandscheibe c) Gedrungene Wandscheibe; aus [Poc03]

4.2.3 Biegesteife Rahmen

Bei einem biegesteifen Rahmen erfolgt die Aufnahme von Horizontalkräften durch Zusammenwirken von Riegel und Stiel, wobei vor allem das Steifigkeitsverhalten der beiden das Tragverhalten bestimmt. Im Folgenden sollen ein paar Grenzbetrachtungen geführt werden.

FALL 1

Wenn die Stiele eine ungleich größere Steifigkeit als der Riegel aufweisen wirken erstere wie Kragbalken. Durch den Riegel können keine Biegemomente übertragen werden- er fungiert wie ein Pendelstab. Dementsprechend ist das Verformungsbild von Biegeverformungen geprägt. Siehe 4.2.2

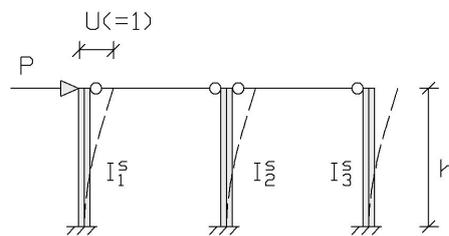


Abbildung 4.6: Rahmen mit starren Stielen; nach [Poc03]

FALL 2

Umgekehrt kann die Steifigkeit des Riegels viel größer als die der Stiele ausgebildet sein (Abbildung. 4.7). Dadurch werden die Stiele als in den Riegel starr eingespannt modelliert. Es treten vor allem Schubverformungen auf.

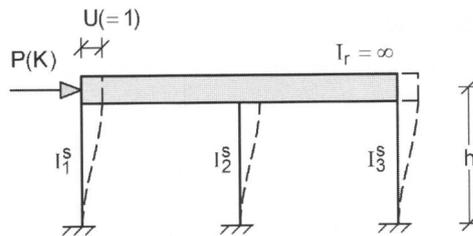


Abbildung 4.7: Bezeichnung und Verformung von eingeschossigen Rahmen mit starren Riegeln aus [Poc03]

Die horizontale Steifigkeit des Rahmens in Abbildung 4.7 kann wie folgt berechnet werden:

Ausgehend von der Beziehung

$$k_s = \frac{1}{h} (I_1^s + I_2^s + I_3^s) \quad (4.6)$$

lässt sich die Steifigkeit des Rahmens nach folgender Gleichung errechnen:

$$K_B = \frac{12Ek_s}{h^2} \quad (4.7)$$

Für gelenkige Verbindungen am Fußpunkt gilt:

$$K_B = \frac{3Ek_s}{h^2} \quad (4.8)$$

Fall 3

Geschlossene Rahmen (Abbildung. 4.8) sind so ausgebildet, dass die Stiele beidseitig mit den flexiblen Riegeln verbunden sind. Das geschlossene Rahmensystem kann auf einen statisch äquivalenten Ersatzrahmen zurückgeführt werden:

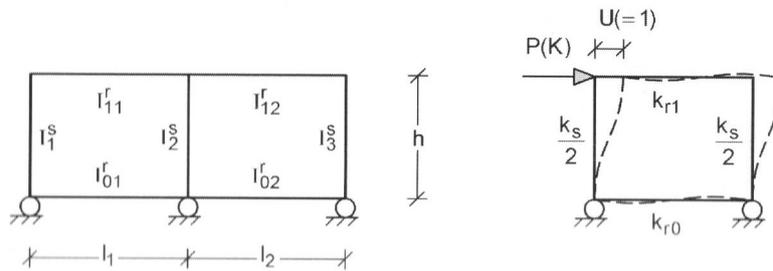


Abbildung 4.8: Geschlossene, eingeschossige Rahmen mit flexiblen Riegeln aus [Poc03]

Die Steifigkeitskenngrößen des Ersatzrahmens werden ausgehend von den Bezeichnungen in Abbildung 4.8 (I_i als Trägheitsmoment) wie folgt berechnet:

$$k_s = \frac{1}{h} \sum_{i=1}^n I_i^s \quad k_{r1} = \sum_{j=1}^m \frac{I_{1j}^r}{l_j} \quad k_{r0} = \sum_{j=1}^m \frac{I_{0j}^r}{l_j} \quad (4.9)$$

Mit Einführung der Beziehung

$$k_{r0} = \alpha_1 k_{r1} \quad (4.10)$$

kann die Steifigkeit des Ersatzrahmens wie folgt ermittelt werden:

$$K_B = \frac{12Ek_s}{h^2} \cdot \frac{12\alpha_1 k_{r1}^2 + (1 + \alpha_1)k_s k_{r1}}{k_s^2 + 12\alpha_1 k_{r1}^2 + 4(1 + \alpha_1)k_s k_{r1}} \quad (4.11)$$

Fall 4

Ausgehend von Fall 3 können durch Grenzwertbildung auch Formeln für die Steifigkeit von Eingeschossrahmen mit eingespannten Fußpunkten (Abbildung. 4.9) oder auch mit gelenkigem Fußpunkten ermittelt werden.

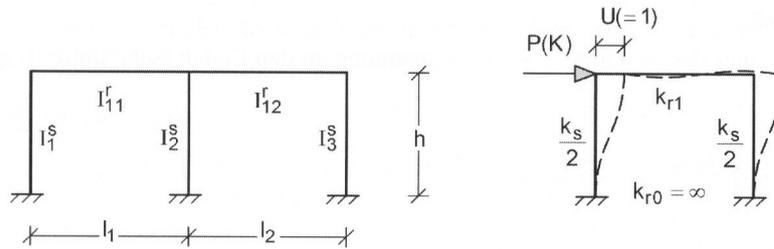


Abbildung 4.9: Eingeschossiger Rahmen mit flexiblen Riegeln aus [Poc03]

Für den am Fußpunkt eingespannten Eingeschossrahmen wird der Grenzwert für $\alpha_1 \rightarrow \infty$ gebildet:

$$K_B = \lim_{\alpha_1 \rightarrow \infty} \text{Glg. (4.11)} = \frac{12Ek_s}{h^2} \cdot \frac{12k_{r1}^2 + k_s k_{r1}}{12k_{r1}^2 + 4k_s k_{r1}} \quad (4.12)$$

Für den Eingeschossigen Rahmen mit gelenkig angeschlossenen Fußpunkten wird der Grenzwert für $\alpha_1 \rightarrow 0$ gebildet bzw. einfach $\alpha_1 = 0$ gesetzt:

$$K_B = \lim_{\alpha_1 \rightarrow 0} \text{Glg. (4.11)} = \frac{12Ek_s k_{r1}}{h^2(4k_{r1} + k_s)} \quad (4.13)$$

In den Abbildungen 4.10 bis 4.12 ist zudem der Einfluss des Steifigkeitsverhältnisses zwischen Riegel und Stiel für die drei oben beschriebenen Rahmenarten dargestellt. Grundsätzlich kann man aus den Abbildungen herauslesen, dass es zur Steigerung der Steifigkeit wirtschaftlich günstig ist, ein Verhältnis der Biegesteifigkeiten von Riegel und Stiel zwischen 1,0 und 2,0 anzustreben. Daneben besteht auch die Möglichkeit die Rahmen durch Einbau von Kopfbändern oder Verstrebrungen auszusteifen (siehe Abbildung 9.22(e) und 9.22(c)). In Tabelle 4.1 wird eine Zusammenstellung von horizontalen Steifigkeiten von Rahmen mit verschiedenen Konfigurationen gegeben. (Stahlrahmen aus IPE-300; $\ell = 3, 50 \text{ m}$; $h = 4, 20 \text{ m}$; $\alpha_1 = 0, 50$)

Der in der Tabelle 4.1 angeführte „Zweigelenkrahmen abgestrebt“ (siehe auch Abbildung 9.22(c)) wurde mit druck- und zugbelasteten Stäben modelliert. Er stellt hier nur eine theoretische Variante (große Steifigkeit) dar, da die Anschlüsse aufgrund der Profilhöhen kaum realisierbar sind.

Interessant ist auch der in Abbildung 4.13 dargestellte Zusammenhang zwischen der horizontalen Steifigkeit eines geschlossenen Rahmen und dem geometrischen Verhältnis Riegeleinheit/Stielhöhe. Je schlanker ein solcher geschlossener Rahmen ist, umso steifer wirkt dieser auch.

Tabelle 4.1: Horizontale Steifigkeit von Rahmen verschiedener Aussteifungssysteme (Stahlrahmen aus IPE-300; $\ell = 3,50\text{ m}$; $h = 4,20\text{ m}$; $\alpha_1 = 0,50$)

System	Steifigkeit K_B [MN/m]
Zweigelenrahmen	1,00
Geschlossener Rahmen	3,10
Eingespannter Rahmen	4,16
Zweigelenrahmen mit Kopfbänder	2,50
Zweigelenrahmen abgestrebt	16,4

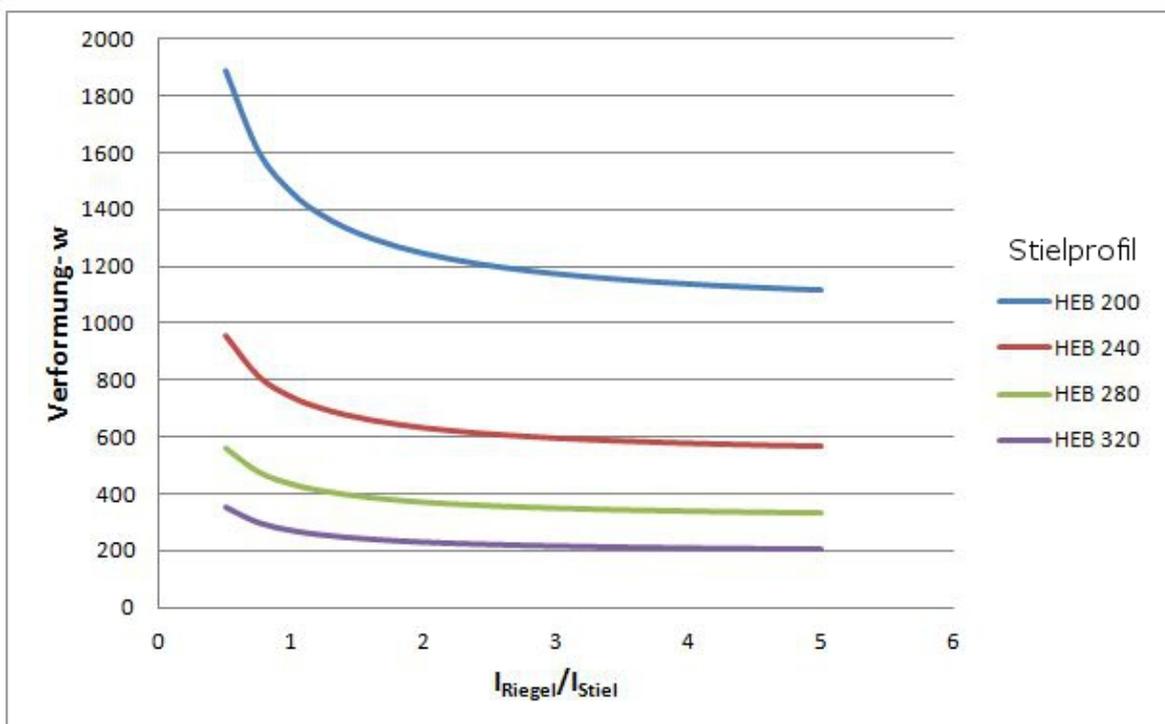


Abbildung 4.10: Verformungen eines Zweigelenrahmens abhängig von den Stabsteifigkeiten; $h = 4,20\text{ m}$; $\ell = 3,50\text{ m}$

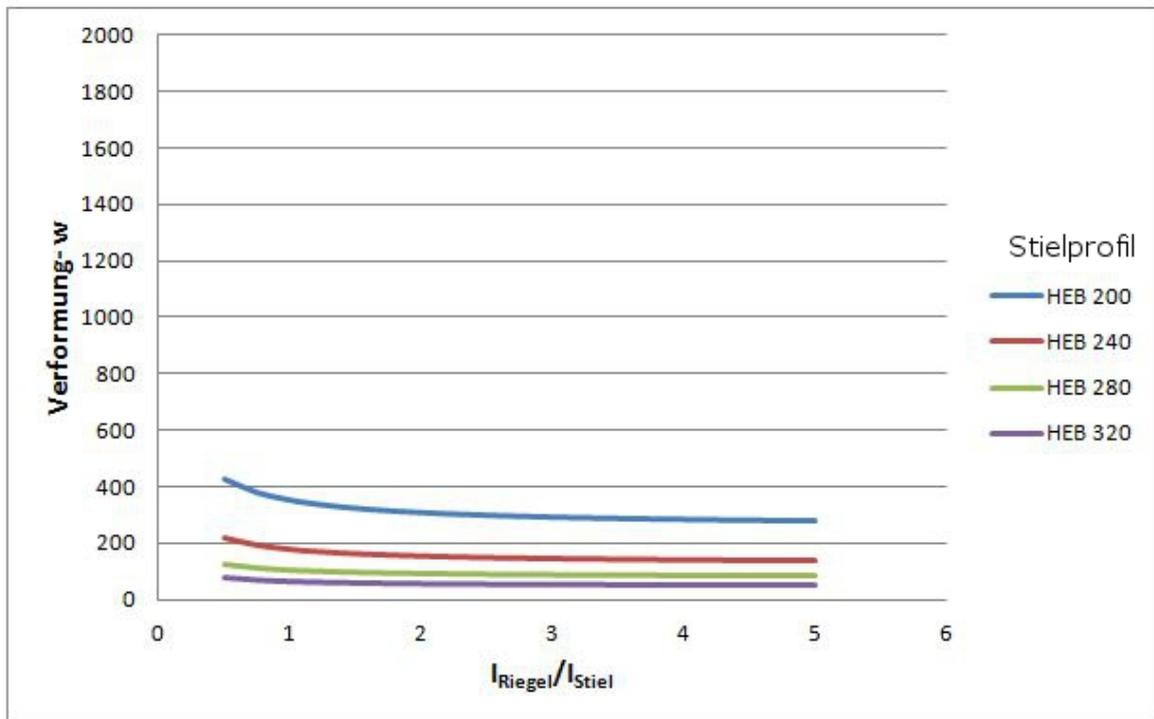


Abbildung 4.11: Verformungen eines eingespannten Rahmens abhängig von den Stabsteifigkeiten; $h = 4, 20 \text{ m}$; $\ell = 3, 50 \text{ m}$

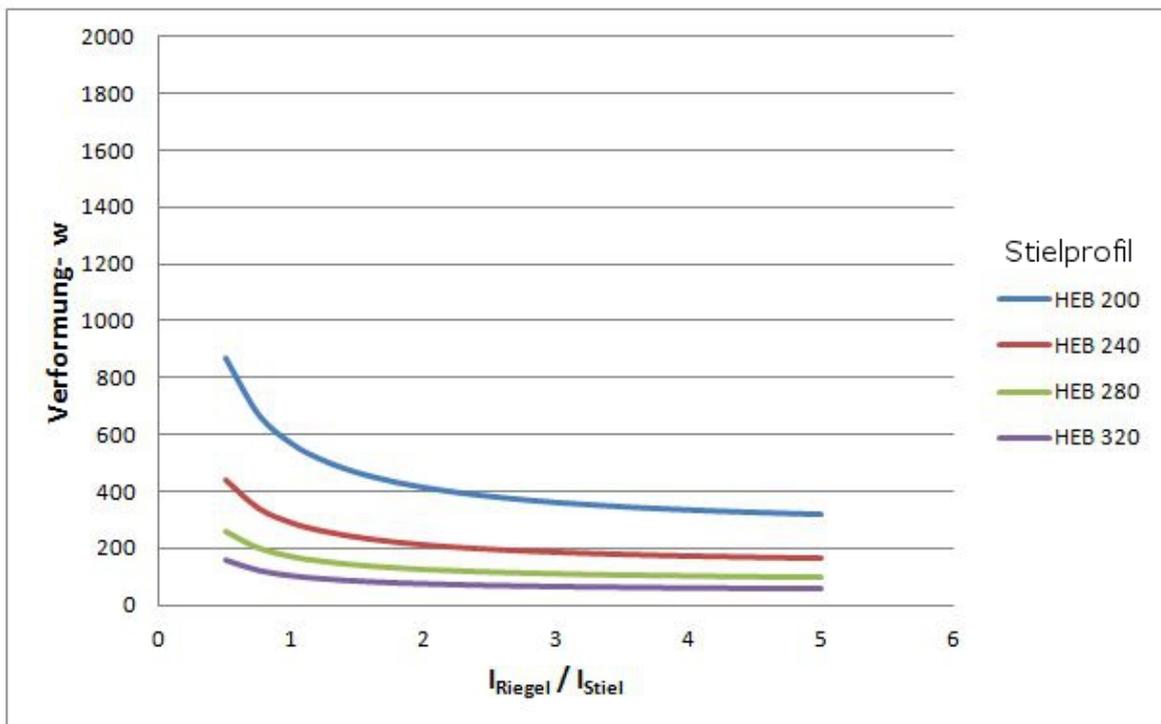


Abbildung 4.12: Verformung eines geschlossenen Rahmens abhängig von den Stabsteifigkeiten; $h = 4, 20 \text{ m}$; $\ell = 3, 50 \text{ m}$; $\alpha_1 = 0, 50$

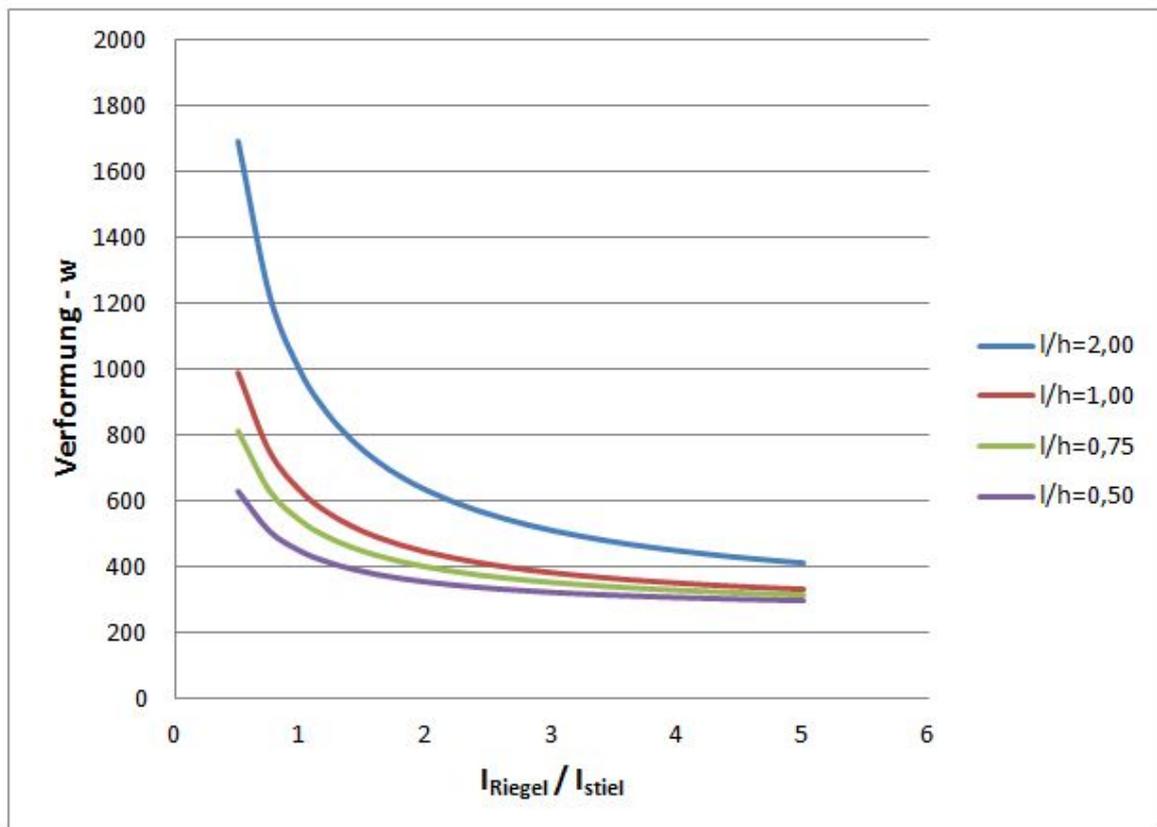


Abbildung 4.13: Verformungen eines geschlossenen Rahmen zufolge unterschiedlichem Verhältnis Breite (ℓ) zu Höhe (h); $\alpha_1 = 0,50$; $I_{Stiel} = 5700 \text{ cm}^4$ (HEB-200)

4.2.4 Fachwerke

Fachwerke tragen die Einwirkungen definitionsgemäß nur über Normalkräfte ab. Das Verformungsverhalten ähnelt dem von Wandscheiben. Während schlanke Fachwerke mit starken Diagonalen sich ähnlich einem Biegebalken verformen, wird das Verformungsverhalten gedrungenere Fachwerke hauptsächlich durch die Schubanteile beeinflusst. Oftmals ist es sinnvoll die Diagonalen so auszuführen, dass sie nur Zugkräfte aufnehmen. Damit müssen sie auch nicht mehr gegen Knicken gesichert werden. Ausgehend von dieser Annahme sowie unter Vernachlässigung der Dehnsteifigkeit von Riegel und Stiel, kann für die Steifigkeit eines Fachwerkes folgende Gleichung angeschrieben werden (vgl. Abbildung 4.14):

$$K_F = \frac{EA \cos^2 \Theta}{L_o} \quad (4.14)$$

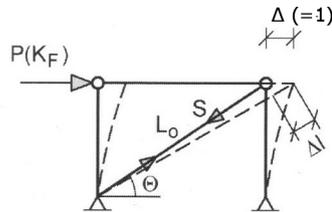


Abbildung 4.14: Eingeschossiges Fachwerk unter Horizontalbelastung und resultierender Verschiebung [Poc03]

4.2.5 Steifigkeit zusammengesetzter Systeme

Bei komplexen Tragwerken ist es möglich, Teile des Systems durch steifigkeitsäquivalente Federn zu ersetzen um so auch den Einfluss von Steifigkeitsunterschieden verschiedener Tragwerksteile etwas einfacher beurteilen zu können. Wie diese Ersatzfedern zusammenwirken, ist von der Tragstruktur abhängig. So können Federn entweder in Reihe oder Serie geschaltet werden:

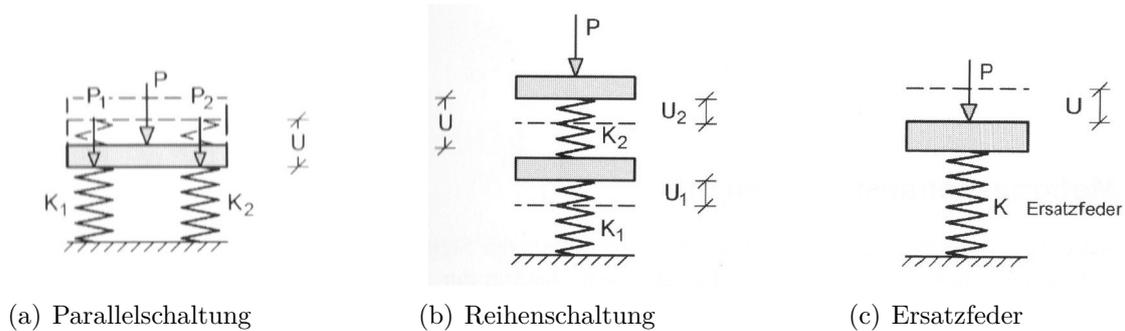


Abbildung 4.15: Federschaltungen [Poc03]

Federn in Reihe geschaltet: Dabei setzt sich die Gesamtverformung des Systems aus der Summe der Einzelverformungen zusammen. Siehe auch Abbildung 4.15(b)

$$\begin{aligned}
 u &= u_1 + u_2 = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \\
 k &= \frac{1}{u} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} \\
 \frac{1}{k} &= \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} = \sum \frac{1}{k_i}
 \end{aligned}
 \tag{4.15}$$

Federn parallel geschaltet: Dabei besitzen alle Federn die selbe Verformung. Siehe auch Abbildung 4.15(a)

$$\begin{aligned}
 u_1 &= u_2 = u \\
 F_1 &= uk_1 \quad F_2 = uk_2 \\
 F &= F_1 + F_2 = u(k_1 + k_2) \\
 u &= \frac{1}{k_1 + k_2} \\
 k &= \frac{1}{u} = k_1 + k_2 = \sum k_i
 \end{aligned}
 \tag{4.16}$$

Hier sei noch ergänzend angemerkt, dass bei einer realitätsnahen Abbildung, etwa von Mauerwerk, unter zyklischer Beanspruchung, zusätzlich auch die Dämpfung berücksichtigt werden müsste.

4.3 Modellierung von Öffnungen in Scheiben

Mauerwerksscheiben mit Öffnungen lassen sich je nach Geometrie dieser Öffnungen und den Festigkeitseigenschaften des Mauerwerks verschieden abbilden (Siehe Abbildung 4.16).

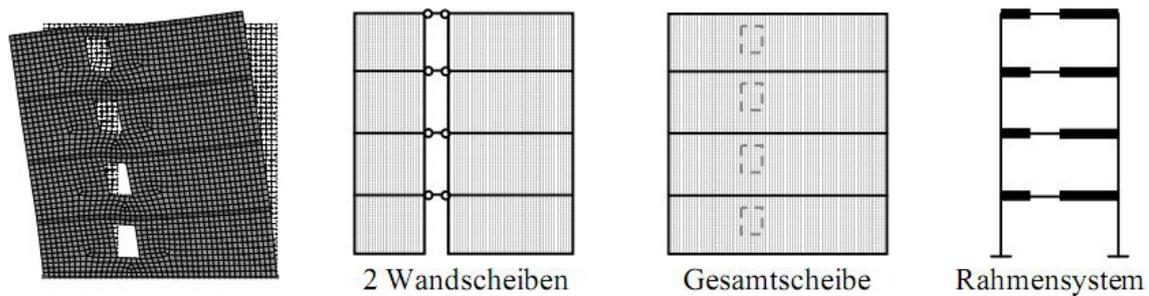


Abbildung 4.16: Verformungsfigur und mögliche statische Ersatzsysteme [Mes07]

Eine einfache Möglichkeit, die aber sehr stark auf der sicheren Seite liegt, ist die separate Betrachtung der einzelnen Scheiben. Die Steifigkeit der Wandgruppe setzt sich aus der Summe der Eigensteifigkeiten der Einzelwände zusammen. Als Modell werden sie als Kragbalken, verbunden durch Pendelstäbe die eine gleichmäßige Verformung erzwingen, abgebildet.

Des weiteren bietet sich auch die Abbildung als Rahmentragwerk an. Da dementsprechend die Verbindung zwischen Stütze und Riegel biegesteif ausgeführt werden muss, wird diese Variante vor allem im Stahlbetonbau angewendet. Schwierig bei dieser Modellierung ist es, den Einfluss der Biegesteifigkeit der Decke in der Riegelsteifigkeit abzuschätzen.

Unter Umständen ist es auch möglich, die gesamte Außenwand als einzige Scheibe zu betrachten. Dadurch kann man die sehr große Biegesteifigkeit im Fußbereich ausnutzen. Nachzuweisen sind aber vor allem auch die Schnitte im Bereich der Öffnungen. Voraussetzung um dieses Modell anwenden zu können ist außerdem, dass der Verdübelungssturz (Bereich zwischen den Öffnungen der die Teilscheiben schubfest zusammenhält) auch die auftretenden Schubkräfte aufnehmen kann. Dieser Nachweis kann nach [Gra07] bzw. [Mar98] sowie [Mes07] wie folgt geführt werden:

Die maximale Schubkraft im Verdübelungssturz beträgt:

$$T = \tau \cdot h \cdot d$$

mit

$$\tau = V \cdot \frac{S}{I \cdot d}$$
(4.17)

wobei S das Statische Moment, I das Flächenträgheitsmoment, h die Stockwerkshöhe und d die Wanddicke ist. Bei der Berechnung der Querschnittseigenschaften ist nur der

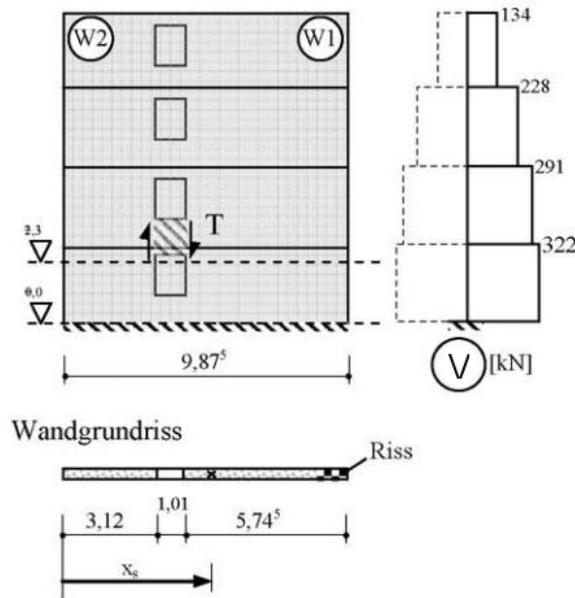


Abbildung 4.17: Nachweis des Verdübelungssturzes; nach [Mes07]

ungerissene, zusammengesetzte Querschnittsbereich zu berücksichtigen. Bei Vorhandensein einer Schubsteifen Decke ist es nach [Mes07] weiters möglich, die Schubkraft T zwischen Mauerwerk und Stahlbetondecke wie folgt proportional aufzuteilen:

$$\frac{GA_{\text{Betondecke}}}{GA_{\text{Mauerwerk}}} = \frac{3}{1} \quad (4.18)$$

In [Fle08] wird ein ganz anderer Ansatz zur Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung durch Öffnungen in der Scheibe angegeben. Anstatt wie oben dargestellt die Öffnung durch einen Rahmen abzubilden wird hier die Anwendung einer verformungs- bzw. steifigkeitsäquivalenten Vollscheibe mit gleicher Länge und Höhe vorgeschlagen. Die Anpassung an die Verformungen der gelochten Scheibe erfolgt durch Abminderung der Breite um einen Faktor $1/\alpha$. Die Abbildung 4.18 zeigt das Prinzip. Die Schubverformungen der Wandabschnitte und der daraus ermittelte Faktor werden wie folgt ermittelt:

$$d = \frac{\tau \cdot H}{G} = \frac{V \cdot H}{G \cdot (b + c) \cdot t} \quad (4.19)$$

$$d_1 = \frac{V \cdot (H - h_0)}{G \cdot (b + c) \cdot t} \quad (4.20)$$

$$d_2 = \frac{V \cdot h_0}{G \cdot b \cdot t} \quad (4.21)$$

Es ergibt sich der Faktor α zu:

$$\alpha = \frac{d_1 + d_2}{d} = 1 + \frac{h_0 \cdot c}{H \cdot b} \quad (4.22)$$

Das für weitere Berechnungen herangezogenen äquivalente Flächenträgheitsmoment der Vollscheibe setzt sich aus den Verformungen aus Biegung und Schub zusammen. Die Formeln zur Ermittlung der Verformung eines Kragbalkens wurden bereits in Abschnitt 4.2.2 dargestellt. Hier soll aber nicht die Verformung am Wandkopf, sondern im $2/3$ Punkt der Höhe als Referenz für den Ersatzstab herangezogen werden:

$$w = \frac{(2H/3)^3}{3EI} + \frac{2H/3}{GA_c} \equiv \frac{(2H/3)^3}{3EI_e} \quad (4.23)$$

Daraus ergibt sich I_e zu:

$$I_e = \left(\frac{1}{I} + \frac{27 \cdot E}{4 \cdot GA_c \cdot H^2} \right)^{-1} \quad (4.24)$$

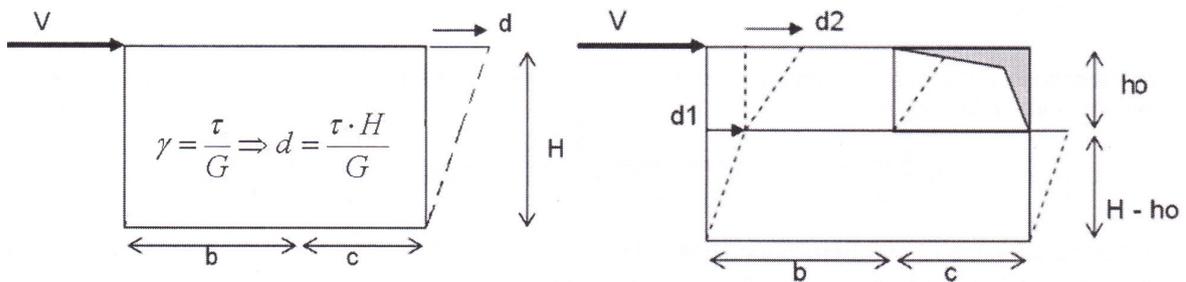


Abbildung 4.18: Parameter eines gelochten Wandscheibenabschnittes, aus [Fle08]

Teil II

**Baukonstruktionen aus der
Gründerzeit**

5 Hochbauten aus der Gründerzeit

5.1 Errichtungsphase der Gründerzeitbauwerke

Erfolgreiches Bauen erforderte damals wie heute entsprechende Erfahrung. Während heute leistungsstarke Rechner und wissenschaftlich entwickelte Materialmodelle zur Verfügung stehen, galt beim Bau der Wiener Gründerzeithäuser bis etwa 1880 vor allem das Bemessen nach handwerklich tradierten Regeln als Stand der Technik. Nach heutigen Maßstäben überdimensionierte oder nach dem Trial and Error Prinzip entwickelte Lösungen sorgten für entsprechende Sicherheit. Die Methoden der Baustatik waren zwar bereits Ende des 18. Jahrhunderts hoch entwickelt, dennoch beschränkte sich ihre Anwendung hauptsächlich auf Eisenkonstruktionen. Durch schwankende Materialeigenschaften konnte man sich nicht ausschließlich auf Berechnungen verlassen.

Um einen einheitlichen Baustandard zu gewährleisten, aber vor allem um die Ausbreitung von Feuer zu vermeiden, wurden in den Städten schon früh Vorschriften gemacht- diese gehen teilweise bis ins Mittelalter zurück. So entwickelten sich schließlich die Bauordnungen die zum Teil recht detailliert die Anforderungen an Gebäude regeln und so einheitliche Mindeststandards festlegen. Als erste Wiener Bauordnung kann das „Circularre der k.k. Landesregierung im Erzherzogtume Österreich unter der Enn“ von 1829 bezeichnet werden [Kol89]. Diese ersten Bauordnungen reagierten auf die in der Stadt stetig steigende Nachfrage nach Wohnraum. Aufgrund der fortschreitenden Industrialisierung stieg in Wien der Bevölkerungsstand von 440.000 im Jahr 1840 auf schließlich 2.238.000 im Jahr 1918. Das machte Wien zur fünftgrößten Millionenstadt der Welt [Ach11b][Wik12]. Es entstand eine rege Bautätigkeit was dazu führte, dass einerseits prunkvolle Gebäude wie etwa jene an der Ringstrasse entstanden, wiewohl aber auch Arbeiterwohnhäuser mit äußerst niedrigen Standards errichtet wurden. Eine ausführliche Zusammenfassung über die Bautätigkeit zu dieser Zeit sowie der für die Wiener Altbauten maßgeblichen Bauordnungen aus der Bauzeit finden sich in [Ach11b] wieder. Insbesondere sei hier auch die Bauordnung von 1883 erwähnt. Mit ihr *„wurde ein wesentlicher Zeitraum der Gründerzeit bautechnisch reglementiert. Im Allgemeinen wurde aufgrund der Bauordnung von 1883 die Wohnraumqualität verschlechtert. So regelte §43 der Bauordnung von 1883, dass Wohnräume und Küchen gegen Lichthöfe mit nur 12 m² Fläche errichtet werden konnten. Eine wesentliche Steigerung der Wohnqualität konnte erst durch die Verfassungsänderung von 1920 und die damit in Kraft tretende neue Bauordnung erreicht werden.“* ([Ach11b] S.27)



Abbildung 5.1: Gründerzeithaus im 4. Wiener Gemeindebezirk

5.2 Problematik Altbau

Der folgende Abschnitt wurde auf Grundlage von [Kol10] bzw. [Kol89] erstellt.

Grundsätzlich wäre es möglich bei Nachbemessungen im Zuge von Umbauten und dgl. auf Materialkennwerte aus Angaben der Bauzeit zurückzugreifen. Bei Materialangaben bis etwa in die zweite Hälfte des 19. Jahrhunderts basierten die Angaben vor allem auf rein empirischen Daten. In Österreich wurden erste Festigkeitsuntersuchungen an Ziegelsteinen in Prüfanstalten im Jahre 1862 von Rebhann durchgeführt. Anfangs unterschieden sich jedoch die Prüfmethode innerhalb Europas stark- womit erst durch eine Vereinheitlichung dieser um etwa 1886 Vergleiche ermöglicht wurden. Unter Berücksichtigung einer gewissen Übergangsphase kann man also eigentlich erst ab 1900 von einheitlichen und objektiv vergleichbaren Materialangaben sprechen.

Doch nicht allein durch die oben genannten Gründe wird man oft nur durch Versuche direkt am Objekt auf Materialparameter schließen können. Immerhin muss man bedenken, dass auf das Mauerwerk in den zum Teil 150 Jahre alten Gebäude allerlei andere Einflüsse gewirkt haben:

- Schwankende Mörtelfestigkeiten: Diese wurden einerseits durch teils abweichende Mischrezepturen verursacht. Weiters sind Bindemittelauswaschungen besonders

in den Kellergeschossen und teils auch im Erdgeschoss maßgeblich. Bei extremen Schädigungen kann es dabei zu einem vollständigen Verlust des Zusammenhaltes zwischen den Ziegeln kommen.

- Unterschiedliche Ziegelfestigkeiten in einem Bauwerk: Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich während der Gründerzeit auch die Ziegelproduktion verändert hat. So wurden in der Frühphase die Ziegel noch handwerklich hergestellt- teils große Streuungen in den Festigkeiten waren dadurch die Folge. Schließlich wurden die Ziegel dann auch industriell hergestellt wodurch es zu einer Vereinheitlichung der Eigenschaften kam. Dennoch kam es natürlich vor, dass beim Bau verschiedene Ziegel verwendet wurden. Bei Untersuchungen von Bestandsbauwerken wurde auch oft im Kellermauerwerk die Verwendung von Bruchsteinen festgestellt (vgl. [Ach11b]).
- Störungen des Mauerwerksverbandes: Nicht nur durch Auswaschungen, auch Erschütterungen aus Verkehr, kriegsbedingte Schäden oder Umbaufolgen können zu Schäden im Mauerwerksverband geführt haben.
- Umbauarbeiten: Im Zuge von Umbauarbeiten werden in tragenden Wänden oft tiefe Schlitz gestemmt um so neue Leitungen verlegen zu können. Diese mögen für die vertikale Kraftableitung in den meisten Fällen kein großes Problem darstellen, für die Aufnahme horizontaler Kräfte stellen sie jedoch eine starke Schwächung dar. Problematisch ist hierbei vor allem, dass viele dieser Schlitz nicht in Plänen eingetragen sind. Bei Umbauarbeiten ist deswegen eine Besichtigung vor Ort unumgänglich.

5.3 Richtwerte für anzusetzende Festigkeiten

5.3.1 Das Mauerwerk der Gründerzeit

Wurden zunächst die Mauersteine herkömmlich hergestellt, verlagerte sich die Produktion im Zuge der Industrialisierung in Fabriken. Neben den variierenden Baustoffkennwerten waren bei den handwerklich hergestellten Mauersteinen auch oft unterschiedliche Formate erhältlich. Abhilfe schaffte hierbei die Wiener Bauordnung von 1883, welche die Ziegelabmessung mit 65/140/290 mm standardisierte. Daneben sind in Wien auch die mit „HD“ bezeichneten Ziegel anzutreffen, die ein Format von 66/144/301 mm aufweisen. [Ach11b]

5.3.2 Mauerwerksdruckfestigkeit

Durch die Gleichmäßigkeit der industriell gefertigten Ziegel ist es im Hinblick auf die Anforderungen des EC6 möglich diese in Güteklasse 1 einzustufen (vgl. [Kol10] S.77f), was sich auf die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M auswirkt. In der Literatur, vor allem in [Kol89] sind detaillierte Baustoffangaben aus der Bauzeit bzw. heute anzusetzende Festigkeiten zu finden. Die hier angegebenen Werte stammen aus [Pec07]:

- Steindruckfestigkeit: $f_b \approx 24 \text{ N/mm}^2$; variiert in Wien zwischen 14 und 25 N/mm^2
- Mörteldruckfestigkeit: $f_m \approx 1,60 \text{ N/mm}^2$; variiert zwischen 0,60 bis 2,40 N/mm^2 . In Wien wurde vor allem Kalkmörtel verwendet.
- Mauerwerksdruckfestigkeit: Nach B 1996-1-1:2009 4.2 wird die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk wie folgt berechnet:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (5.1)$$

Für Ziegel der Gruppe 1 und Normalmörtel sind laut Tabelle 2 in der B 1996-1-1 die Faktoren in Glg. (5.1) wie folgt festgelegt: $K=0,60$; $\alpha = 0,65$ und $\beta = 0,25$. Nach B 1996-1-1 4.2 gilt weiters: *Bei Mauerwerk mit Normalmörtel und Mörtelfugen parallel zur Wandebene (Verbandsmauerwerk) muss f_k um 20% vermindert werden.* D.h. K muss mit dem Faktor 0,8 multipliziert werden.

5.3.3 Schubfestigkeit

Die Bemessung der Schubtragfähigkeit erfolgt wie bereits in Abschnitt 3.2.3 dargestellt. Die charakteristische Schubfestigkeit beträgt:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b \quad (5.2)$$

Die Mörtelfugen müssen dabei aber den in EN 1996-1 8.1.5 angegebenen Anforderungen der baulichen Durchbildung entsprechen. So muss der Mörtel z.B. auf der ganzen Steinhöhe und auf mindestens 40% der Steinbreite vorhanden sein. Aus den oben bereits dargelegten Gründen kann man aber bei Bestandsbauten aus der Gründerzeit von keiner entsprechenden Mörtelqualität ausgehen. Deshalb sollte für eine Bemessung die Haftscherfestigkeit durch Versuche ermittelt werden. Ansonsten wird der Mörtel auf der sicheren Seite liegend als M1 klassifiziert, was nach EN 1996-1 Tab.3.4 einer Haftscherfestigkeit von $0,10 \text{ N/mm}^2$ entspricht.

6 Aussteifung von Gründerzeithäusern

6.1 Decken

In Gründerzeitbauten wurden bis etwa 1918 auf Grund der geringeren Baukosten und des geringeren Gewichts zumeist Holzkonstruktionen als Geschossdecken eingesetzt. Da besonders die im Vergleich zu heutigen Stahlbetondecken nur gering vorhandene Scheibenwirkung der Bestandsdecken das Schwingungsverhalten des Gebäudes maßgeblich beeinflusst, sollen hier zunächst auf Grundlage der Ausführungen aus [Kol89] die gebräuchlichsten Deckenkonstruktionen vorgestellt werden:

6.1.1 Dippelbaumdecken

Dippelbaumdecken bestehen aus seitlich aneinandergereihten Balken. Zumeist sind sie nur an den Seitenflächen sowie an der Unterseite in Balkenform geschnitten (oder früher behauen) worden. An der Oberseite ist meist noch die ursprüngliche Abrundung zu finden. Dementsprechend weist diese Deckenform einen hohen Holzverbrauch und großes Gewicht auf. Überdeckt werden die Dippelbäume zumeist mit einer 7-8 cm starken Beschüttung, abgedeckt durch Pflasterziegel. Charakteristisch für diese Deckenform sind auch die Mauerabsätze um ein durchgehendes Auflager zu schaffen. Daraus resultiert, dass die Mauern zum Erdgeschoss hin immer dicker werden mussten- dicker als statisch notwendig wäre. Auf Grund dieser Überlegungen wurden später hauptsächlich Tramdecken eingesetzt. Dippelbaumdecken wurden dann meist nurmehr für große Spannweiten oder hohe Lasten eingesetzt. Aus Brandschutzgründen wurden sie zumeist auch noch als Abschluss zum Dachraum verwendet, was auch in der Bauordnung von 1868 festgeschrieben wurde.

6.1.2 Tramdecken

Einfache Tramdecken bestehen aus Balken die in Abständen von etwa 0,75 -1,00 m verlegt werden. Darauf wird eine Sturzschalung genagelt welche durch eine Beschüttung beschwert wird. Spannweiten von 6 m konnten mit dieser Konstruktion leicht überspannt werden. Entscheidende Vorteile gegenüber den Dippelbaumdecken sind der geringere Materialverbrauch und die Auflagerung der Balken. So können diese relativ einfach ins Mauerwerk integriert werden. Zum Schutz vor Feuchtigkeit aus dem Mauerwerk werden die Träme in sogenannten „Tramkasteln“ verbaut.

TYP	QUERSCHNITT	LÄNGSSCHNITT	DETAILS/KOMMENT.
DIPPELBAUMDECKE			<p>DIPPEL</p> <p>GANZHOLZ HALBHOLZ</p>
TRAMDECKE			<p>TRAMKOPF-SCHUTZKÄSTCHEN</p> <p>SCHNITT GRUNDRISS</p>
TRAMDECKE MIT VERSENKTER STURZSCHAL.			<p>BERLINER EINSCHUBDECKE</p> <p>1... DIELEN 2... BESCHÜTTUNG 3... LEHMVERSTRICH 4... STAKUNG</p>
FEHLTRAMDECKE			<p>MINDESTABSTÄNDE</p> <p>3 cm 3 cm</p>

Abbildung 6.1: Holzdecken aus [Kol89]

Die einfache Tramdecke weist bei einer Spannweite von 6 m etwa eine Deckenstärke von 30 bis 45 cm auf. Um speziell in Arbeiterhäusern mit niedrigerem Standard Konstruktionshöhe zu sparen wurde die Sturzschalung abgesenkt. Sie wurde also nicht auf den Balken befestigt, sondern auf Leisten die ihrerseits seitlich an den Trämen befestigt waren. Dabei konnte die Konstruktionshöhe so weit verringert werden, bis schließlich nurmehr die vorgeschriebene minimale Überschüttung der Träme von 3 cm gegeben war.

Obwohl das geringe Gewicht der Tramdecken vorteilhaft für die Errichtung war und auch heute noch Holzbalkendecken ausgeführt werden, sind die beschriebenen Bestandsdecken besonders aus bauphysikalischer und schwingungstechnischer Sicht problematisch. Doch bereits in der Gründerzeit lies man sich für diverse Prunkbauten eine Lösung in Form von Fehltramdecken einfallen:

Fehltramdecken sind eine Sonderform von einfachen Tramdecken. Dabei wurde die Deckenuntersicht von der Primärkonstruktion baulich getrennt, wodurch eine Übertragung von Schwingungen aus dem Obergeschoss an die darunter liegende Deckenuntersicht verhindert wird.

6.1.3 Tramtraversendecke

Bei Tramtraversendecken wurden Eisentraversen mit I- oder C- Querschnitten im Abstand von 3 - 4 m zur Überspannung von besonders tiefen Räumen verlegt. Quer zu diesen Traversen wurde eine Tramdecke, wie oben beschrieben, eingelegt.

6.1.4 Massive Bestandsdecken

Zumeist sind Massive Deckenkonstruktionen über Kellergeschossen, zum Teil auch über dem Erdgeschoss oder als Abschluss zum Dachraum zu finden. Die ältere und auch sehr weit verbreitete Form der Massivdecken sind die sogenannten „Platzdecken“. Das sind flache Ziegelgewölbe zwischen eisernen Walzträgern. Vorteile dieser sind vor allem die große Belastbarkeit und die Möglichkeit größere Spannweiten zu überbrücken. Die große Tragfähigkeit kann über die Gewölbewirkung erreicht werden. Durch die flachen Kappen werden aber dementsprechend große Horizontalkräfte zu den Walzträgern geleitet, welche durch Schließen gesichert werden müssen. Bei der Beurteilung der Tragfähigkeit dieser Decken ist es deswegen besonders wichtig zu kontrollieren, ob diese nicht etwa bei Umbauarbeiten oder dergleichen abgeschnitten wurden. Da diese Art der Decke jedoch keine horizontale Untersicht aufweist wurden schließlich weitere Systeme, bekannt unter dem Namen „Patentdecke“ entwickelt. Bei diesen wurden quer zu den verlegten Walzprofilen entsprechend geformte Steine durch Nasen und Falze miteinander zu zusammenhängenden Platten verbunden. Eingesetzt wurden solche Decken dann vor allem in Schul- und Verwaltungsbauten. Diese Entwicklung mündete dann auch in den Einsatz von Hohlkörperdecken mit Eisenbetonstegen bis schließlich auch Betondecken eingesetzt wurden.

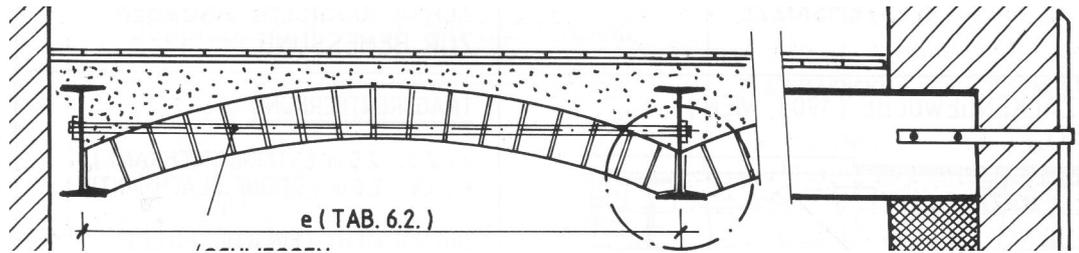


Abbildung 6.2: Ziegelkappendecke aus [Kol89]

6.2 Steifigkeitseigenschaften

6.2.1 Aussteifung

Der folgende Abschnitt basiert auf Recherchen in [Pec07], [Nab05], [Kol89] und [Tom06].

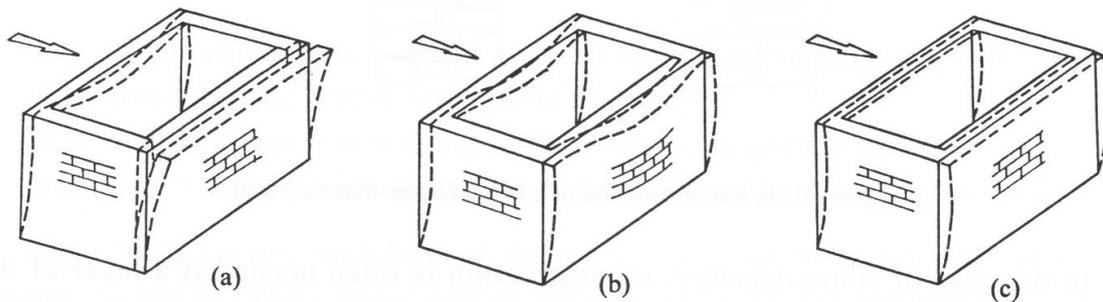


Abbildung 6.3: Verformungsverhalten zufolge Erdbeben: a) Gebäude mit Holzdecken ohne Verschließung b) Gebäude mit Holzdecken und Verschließung c) Gebäude mit steifen Decken und Schließrost; aus [Tom06]

Für die Aussteifung ist vor allem das Zusammenwirken von Wandscheiben und den Deckensystemen von Bedeutung. Grundsätzlich tragen die genannten Deckensysteme ihre Lasten einachsrig auf die Tragwände ab. Bei einem Beben das quer zu einer Tragwand wirkt könnte diese wegen des geringen Trägheitsmomentes um die schwache Achse nur geringen Widerstand entgegensetzen und würde ohne konstruktive Maßnahmen versagen. In den besagten Gründerzeithäusern wurden damals aus diesem Grund die Träme durch Stahl-Schließen mit den tragenden Wänden verbunden um so die auftretenden Zug-, Druck- und Schubkräfte zu übertragen. Solche Schließen sind auch in den Abbildungen der verschiedenen Deckensysteme in Abbildung 6.1 zu sehen. Darüber, nach welcher Regelung diese Schließen damals ausgeteilt wurden, sind laut [Kol89] in der Literatur aus der Bauzeit keine näheren Angaben zu finden. In der Regel weisen sie aber einen rechteckigen Querschnitt mit etwa 30x8 mm auf. Um eine aussteifende Wirkung zu erzielen sollte jeder Tram mit einer Wand, bzw. jedenfalls jeder Mauerwerkspfeiler mit einem Tram, verbunden sein. Problematischer ist die Sicherung der

Wand in Deckenquerrichtung. Diese wird zumeist durch eine einzelne in der Raummitte angeordnete Schließe bzw durch die Eckverbände zu den anderen Wänden in Deckenlängsrichtung gegen Ausfallen gesichert. Deswegen soll nochmals auf die Wichtigkeit einer Kontrolle auf Vorhandensein der Schließen und intakten Verbund des Mauerwerks in den Wandecken hingewiesen werden.

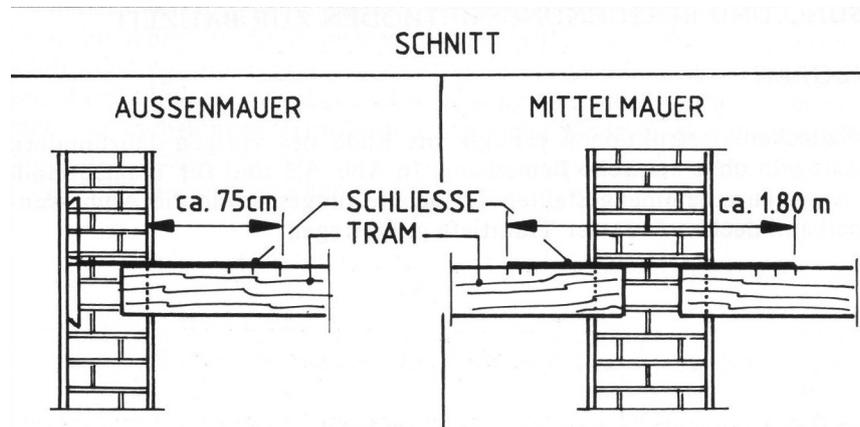


Abbildung 6.4: Verschließung aus [Kol89]

Nach [Pec07] war bisher bei intaktem Anschluss von Wand/Decke folgende Konstruktionsrichtlinie üblich: „Es kann eine Weiterleitung von Horizontalkräften auf aussteifende Wände angenommen werden, wenn bei Balkendecken (Tramdecken) bei mindestens einer durchlaufenden Schalungsebene der Abstand der aussteifenden Wände maximal die 1,5-fache wirksame Deckenspannweite oder bei Balkendecken mit zwei durchlaufenden Schalungsebenen und Doppelbaumdecken der Abstand der aussteifenden Wände maximal die 2,0-fache wirksame Deckenspannweite beträgt. Die Deckenschalung mit einer Mindestdicke von 2,0 cm muss dabei mit jedem Holzbalken vernagelt sein“ ([Pec07] S.106)

6.2.2 Steifigkeit von Bestandsdecken

Von besonderem Interesse bei den nunmehr nachträglich durchgeführten Erdbebennachweisen ist das Abschätzen der Steifigkeit der Holzbalkendecken in ihrer Ebene. Bei heute üblichen Stahlbetondecken werden durch die Scheibenwirkung die einwirkenden Horizontalkräfte gemäß der Eigensteifigkeit der Aussteifungselemente auf selbige aufgeteilt, womit man mit einigen wenigen aber eben sehr tragfähigen Elementen das Auslangen finden kann. Bei einer Tramdecke sind die Steifigkeitseigenschaften abhängig von der betrachteten Richtung- quer zur Deckenrichtung setzt sie sich als Summe der Biegesteifigkeit der gekoppelten Balken zusammen, in Längsrichtung durch die Biegeirksamkeit der Schalung. Diese Steifigkeiten sind eher gering und auch eine Reibungsübertragung zwischen den Brettern kann nicht angesetzt werden, womit man rechnerisch von keiner Scheibenwirkung ausgehen kann. Alternativ wäre es jedoch sehr wohl möglich das Tragsystem mit einem Trägerrostmodell abzubilden. Abhilfe schafft

jedenfalls das Aufnageln einer weiteren Schalungslage (quer oder diagonal zur ursprünglichen).

6.2.3 Wände

Da den in Gründerzeithäusern ausgeführten Decken also keine oder nur geringe Scheibenwirkung zugerechnet wird, schwingen die Wände für sich alleine. Da die quer beanspruchten Wandscheiben auf Grund der geringen Biegesteifigkeit um die schwache Achse kaum Kräfte allein aufnehmen können, müssen die Aussteifungswände diese aufnehmen. Dementsprechend wird die horizontale Erdbebeneinwirkung je Richtung auf sämtliche Wände (also auch die Zwischenwände) anteilig ihrer Einflussflächen und Steifigkeitsverhältnisse aufgeteilt. Einzeln stehende Stützen oder Mauerwerkspfeiler dürfen als sekundäre Bauteile nur für die vertikale Lastableitung bemessen werden. Sie müssen aber gegen Versagen zumindest mit Schließen an der Decke verankert sein.

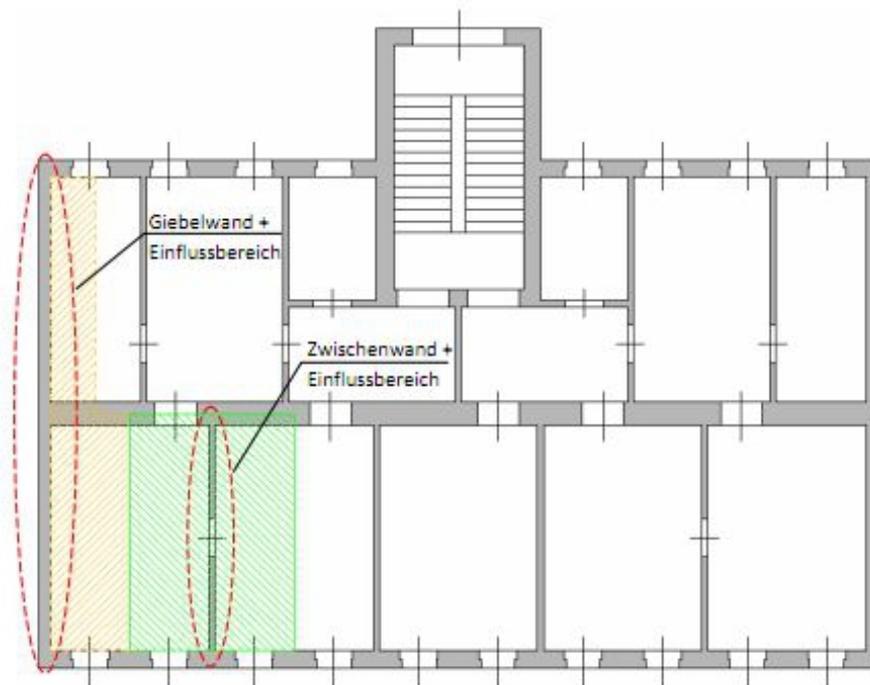


Abbildung 6.5: Aussteifungssysteme und ihre Lasteinflussbereiche; aus [PB10]

Schubwände

Ob eine Wandscheibe rechnerisch zur Aussteifung gegen Lasten aus der Erdbebeneinwirkung herangezogen werden darf, wird durch Anforderungen im Eurocode 8 geregelt. Dort wird, wie bereits in Abschnitt 3.3 dargestellt, zum Beispiel die maximale Schlankheit von Schubwänden $h_{eff}/t_{eff} \leq 12$ vorgegeben. Die für die Aussteifung von Gründerzeitbauten sehr wohl erforderlichen Zwischenwände, mit einer Stärke von $t=15$ cm und

bei einer z.B. im Erdgeschoss durchaus möglichen Höhe von etwa 4,20 m, weisen eine Schlankheit von bis zu $h/t = 28$ auf. Da sie demnach die geometrischen Anforderungen nach Eurocode 8 nicht erfüllen sind sie als sekundäre seismische Bauteile zu betrachten. Das bedeutet, dass sie keinen gesicherten Anteil zur Abtragung horizontaler Einwirkungen beitragen können, ihre Masse jedoch sehr wohl bei der Bestimmung dieser Last zu berücksichtigen ist. Auf Grund der Schlankheit besteht auch die Gefahr, dass im Erdbebenfall diese Wände ausknicken. Da sie aber zweifelsohne einen Beitrag zur horizontalen Aussteifung liefern (was auch im Merkblatt der Magistratsabteilung 37 S ([MSt08]) als Stand der Technik angesehen wird), ihr Einfluss aber aufgrund der oben angeführten Gründe nicht überschätzt werden soll, wird bei Ermittlung der Schubtragungsfähigkeit nur der Haftscheranteil berücksichtigt. Somit handelt es sich dann bei der Kapazität, also dem rechnerischen Bauteilwiderstand, um einen unteren Grenzwert.

$$V_{Rd} = f_{vk0}/\gamma_M \cdot \ell \cdot t \quad (6.1)$$

Mauerwerk mit Öffnungen

Wichtig ist auch das Verhalten des Gründerzeitmauerwerks hinsichtlich der Berücksichtigung von Öffnungen in den Wänden. Wie in Abschnitt 4.3 bereits erläutert, gibt es grundsätzlich verschiedene Möglichkeiten Fassadenwände mit vielen Fensteröffnungen, aber auch nur einzelnen Türöffnungen, zu modellieren. Dabei stellt sich vor allem die Frage, ob die Verbindung Sturz-Pfeiler Momente übertragen kann (wie etwa bei „gekoppelten Wandscheiben“ im Stahlbetonbau) oder ob der Wandzug einen frei verdrehbaren aber mit der Folgewand gekoppelten Wandkopf aufweist.

Da die Fensterstürze aber zumeist nicht als Balken sondern durch scheinrechte Bögen ausgeführt sind, kann nur schwer eine Momententragfähigkeit angenommen werden. *„Die Definition eines Wandzuges ist bei flexiblen Decken durchaus sinnvoll, da wegen der horizontalen Kopplung eine Verteilung aller dort angreifenden Horizontalkräfte nach den Biege- und Schubsteifigkeiten möglich ist, bzw. durch die Kraftweiterleitungsmöglichkeit sogar die Verteilung nach den Einzelwandtragfähigkeiten machbar wird. Eine Grenze setzt nur die Normbestimmung der EN 1998-1, die eine Verlagerung von bis zu 25% der am Bauteil angreifenden Horizontalkräfte bzw eine Krafterhöhung von maximal 33% zulässt.“* ([Pec07] S.106)

Beim nachträglichen Herstellen einer Öffnung in einer Bestandswand sind natürlich die heute gültigen Normen maßgebend. Im Vergleich zur Errichtungzeit, wo die volle Belastung aus den oberen Geschossen angesetzt wurde, wird nun sehr wohl auch die Gewölbewirkung durch die Anwendung des Belastungsdreiecks über der Öffnung berücksichtigt. Siehe auch B 1996-3 Anhang E. Da aber wie bereits erläutert durch die Herstellung von weiteren Öffnungen die Steifigkeit der Scheibe reduziert wird, müssen dementsprechend auch Kompensationsmaßnahmen ausgeführt werden. (vgl Abschnitt 7.1)

6.3 Forschung zum Tragverhalten von Gründerzeithäusern

Um das tatsächliche Tragverhalten von Gründerzeitbauten näher zu erfassen wurden in den letzten Jahren vermehrt Forschungsanstrengungen zu dieser Thematik unternommen. Eines dieser Projekte ist SEISMID das unter Federführung der VCE Holding GmbH durchgeführt wurde. Im Zuge dessen wurde das dynamische Verhalten von Gründerzeithäusern untersucht und folgendes festgestellt:

„SEISMID erbrachte den Nachweis, dass nicht nur die Belastung aus Erdbeben auf der Einwirkungsseite auf das Zweieinhalbfache zu erhöhen ist, sondern dass auch auf der Widerstandsseite aus Boden, Baugrund und mittragenden Elementen eine Erhöhung um das Zweieinhalbfache gerechtfertigt ist. Damit reduziert sich das Erdbebenproblem auf jene Bauwerke, welche durch falsche Baumaßnahmen (z.B. Schaffung weicher Stockwerke durch großflächiges Ausräumen von Erdgeschossen als Geschäftslokale) oder durch vernachlässigte Wartung (Nichtbeseitigung von Wasserschäden und unsachgemäße Umbauten) empfindlich geschwächt wurden. Nach dem SEISMID Projekt kann man nachweislich behaupten, dass die wertvollen Gründerzeithäuser dem Bemessungserdbeben standhalten werden, sofern sie in ausreichend gutem Zustand gehalten werden.“ ([Ach11a] S.9)

Daneben wurden an einem Objekt sukzessive die 15 cm starken Trennwände entfernt und die Auswirkungen auf Widerstand und Eigenfrequenz gemessen. Aus den Untersuchungen wurden folgende Erkenntnisse gewonnen:

„Bei einem Gebäude, bei dem sämtliche Zwischenwände herausgenommen und die daraus resultierenden Öffnungen der Decken nicht verschlossen wurden, bestand trotzdem eine Übertragung der Horizontalkraft. Dies bedeutet, dass auch Holztrampoline eine horizontale Scheibenwirkung innehaben.“ ([Ach11a] S.18)

In welcher Größenordnung sich diese Reststandfähigkeit nach dem Abbruch der Zwischenwände bewegt muss aber durch genaueste Untersuchungen am jeweiligen Objekt bestimmt werden und wird wohl meist zu gering sein um die Bemessungsbelastung aufzunehmen. Dementsprechend werden bei solch gravierenden Eingriffen in die Tragstruktur auch weiterhin statisch-konstruktive Ersatzmaßnahmen notwendig sein. Auch weitere Forschungsprojekte werden sich noch mit der realitätsnahen Abbildung der Tragwirkung von Gründerzeithäusern beschäftigen (müssen).

Teil III

Eingriffe in den Bestand

7 Bestandsuntersuchungen, Rechtliche Grundlagen

7.1 Merkblatt Vorstatik

Der Eurocode 8 (und damit die EN 1998-1 bzw. das Nationale Anwendungsdokument ÖN B-1998-1) regelt auf umfangreiche Weise die erdbebensichere Auslegung von Gebäuden. Neben Rechenverfahren und verschiedenen anderen Bestimmungen werden auch strikte Anforderungen an Materialfestigkeiten gestellt, wie dies bereits in Abschnitt 3.3 dargelegt wurde. Daraus ergibt sich aber z.B. in Wien für die Gründerzeithäuser das Problem, dass diese praktisch nicht nachgewiesen werden könnten, da für solche Bauten die Mindestmörtelfestigkeit von $f_{m,min} \geq 2,5 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tabelle 3.3) so gut wie nie erreicht wird. Besonders aber im Hinblick auf die Schaffung von Wohnraum durch Umbauten oder Dachgeschossausbauten musste eine einheitliche Regelung gefunden werden, die den Umgang mit diesen Bestandsbauten behandelt. Für Wien wurde von der MA 37 Gruppe S am 31.3.2008 das sogenannte „Merkblatt Statische Vorbemessung“ [MSt08] herausgegeben.

In diesem wird grundsätzlich zwischen maßgeblichen und unmaßgeblichen Änderungen unterschieden. Im Hinblick auf Bauliche Maßnahmen innerhalb des Bestandes wird in Punkt II.4.3 festgehalten:

Bei den sog. Gründerzeithäusern sind alle Zwischenwände jedenfalls aussteifend und für die horizontale Tragfähigkeit solcher Gebäude unbedingt erforderlich, da die vorhandenen Holzbalkendecken (z. B. Dippelbaum und/oder Tramdecken) keine Scheibenwirkung in Deckenebene aufweisen. Nicht nur bei dem Abbruch einer solchen Wand, sondern auch bei jeder Schwächung (z. B. durch neue Türdurchbrüche) muss die ursprüngliche Tragfähigkeit in jedem Fall erhalten bzw. wiederhergestellt (also die Schwächung kompensiert) werden.

Werden tragende und/oder aussteifende Wände teilweise oder ganz entfernt, so sind sie in ihrer Tragwirkung (v. a. Scheibenwirkung) entweder zu ersetzen (z. B. durch Rahmen) oder es sind die ihnen zufallenden horizontalen Beanspruchungen durch Scheiben (z. B. liegende Fachwerke, Verbunddecken) in die benachbarten Aussteifungswände umzuleiten. Werden die Horizontalkräfte umgeleitet, ist nachzuweisen, dass die benachbarten Aussteifungswände die zusätzliche Beanspruchung aufnehmen und ableiten können, ohne die Sicherheit des Bestandes zu vermindern. Bei den sog. typischen Wiener Gründerzeithäusern ist im Allgemeinen davon auszugehen, dass die

Aussteifungswände (Zwischenwände) keine ausreichenden Tragreserven für zusätzliche Beanspruchungen aufweisen. In diesen Fällen sind daher die benachbarten Aussteifungswände (auch in den darunter liegenden Geschossen) entsprechend zu verstärken (z. B. Vorsatzschalen, Fachwerke).

Es werden folgende Hinweise aus statisch-konstruktiver Sicht für solche baulichen Maßnahmen angegeben:

- Die Ableitung der konzentrierten Lasten (Auflagerkräfte der Unterfangungsträger) ist bis in den tragfähigen Untergrund nachzuweisen.
- Die Lasten von darüber liegenden Bauteilen sind zu überlagern, wenn für die Unterfangungen keine eigenen Stützen und Fundamente ausgeführt werden.
- Unterfangungsträger und Stützen sind vorzudimensionieren und im Bauplan anzugeben.
- Die Durchbiegung von nachträglich eingebauten Unterfangungsträgern darf $1/500$ der Stützweite nicht überschreiten.

Im Anhang des Merkblattes [MSt08] findet sich auch der Aktenvermerk „Festlegung der Vorgangsweise zur Bewertung von gründerzeitlichem Mauerwerk“ vom 24. September 2010. Hierbei wird festgelegt, dass *Bestandsmauerwerk, dessen Mörtel nachweislich (lt. einem entsprechenden Mauerwerksgutachten) eine Mörteldruckfestigkeit von mindestens $1,0 \text{ N/mm}^2$ aufweist, bei Einhaltung nachfolgender Bedingungen als primärer seismischer Bauteil gemäß Punkt 4.2.2 der ÖNORM EN 1998-1 betrachtet werden kann:*

- *geometrische Bedingungen für Schubwände nach EN 1998-1 Tab.9.2*
- *bei Nachweis der Ableitung der Erdbebenbeanspruchung sind der Verhaltensbeiwert mit $q = 1,50$ und die Sicherheit $\gamma_m = 1,67$ anzusetzen.*
- *die Ermittlung der charakteristischen Widerstände, des Elastizitäts- und des Schubmoduls ist gemäß Punkt 3.4 des o.a. Gutachtens [Anm.: Gutachten von Dipl.-Ing. Dr. Anton Pech] zu führen.*
- *bei diesen Nachweisen sind die Konfidenzbeiwerte gemäß ÖNORM EN 1998-3 zu beachten.*
- *beim Nachweis der Ableitung der vertikalen und horizontalen Beanspruchungen (Grundkombination) ist die Sicherheit $\gamma_m = 2,50$ anzusetzen.*

7.2 Ingenieurbefund

Laut Wiener Bauordnung ist für bewilligungspflichtige Bauvorhaben eine statische Vorbemessung einschließlich eines Fundierungskonzeptes vorzulegen. Grundlage der „Statischen Vorbemessung“ ist eine Erhebung des IST- Zustandes des Gebäudes- ein sogenannter „Ingenieurbefund“.

Dieser ist eine nachvollziehbar dokumentierte „Erhebung bzw. Dokumentation des IST-Zustandes unter Berücksichtigung aller für die Standsicherheit relevanten Bauteile.“ Ziel ist es zu untersuchen, ob die einzelnen Bauteile in einem gebrauchts- und tragsicheren Zustand sind bzw. welche Sanierungsmaßnahmen im Bedarfsfall vorzunehmen sind. Anhand der Abbildung 7.1 soll eine Übersicht der zu untersuchenden Bauteile gegeben werden.

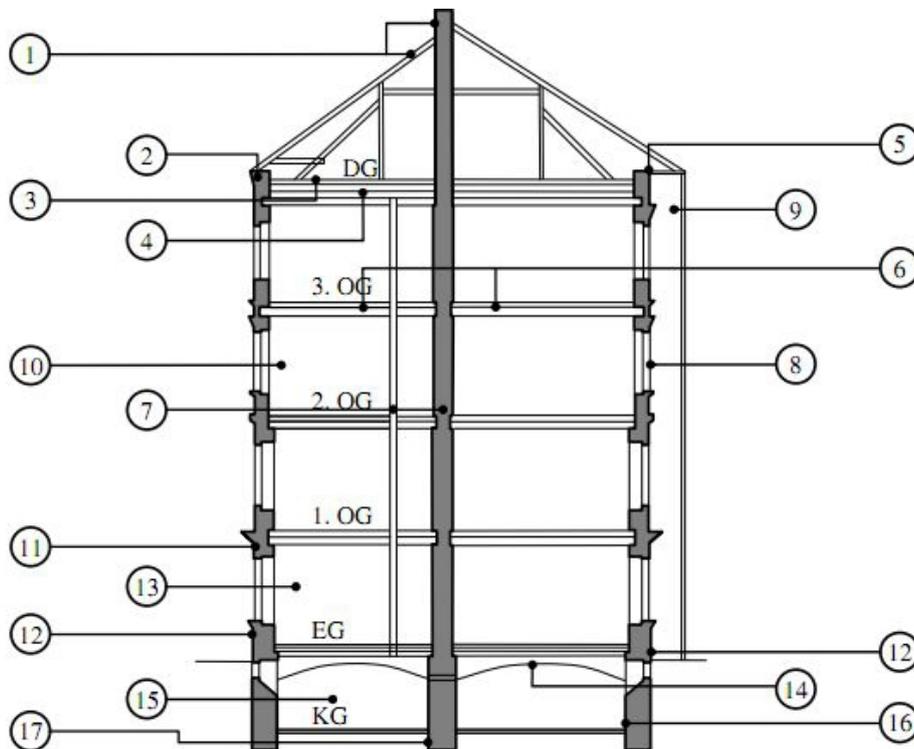


Abbildung 7.1: Schematische Darstellung der gemäß Ingenieurbefund zu untersuchenden Gebäudeparameter eines typischen Wiener Gründerzeithauses (Erläuterungen in Tabelle 7.1 angegeben); aus [Ach11b]

7.3 Beurteilung von bestehenden Gebäuden nach Eurocode 8

Bei der Beurteilung von bestehenden Gebäuden ist auch die EN 1998-3 „Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden“ [EC8b] inkl. NAD zu berücksichtigen. Diese Norm geht davon aus, dass bei Bestandsgebäuden aufgrund der teils länger zurückliegenden Errichtungszeit, mit größeren Unsicherheiten, abhängig von den Kenntnisständen, bei der Beurteilung zu rechnen ist. Dementsprechend seien somit auch andere Sicherheitsbeiwerte notwendig. Diese werden mit Hilfe von Konfidenzbeiwerten CF für den jeweiligen Kenntnisstand gebildet. In Abbildung 7.2 sind die Kenntnisstände kurz beschrieben (näheres ist in EN 1998-3 3.3 zu finden), sowie die zugehörigen Konfidenzbeiwerte angegeben.

Tabelle 7.1: Gebäudeparameter aus Abbildung 7.1 für Wiener Gründerzeithäuser gemäß Ingenieurbefund (aus [Ach11b])

Nr.	Beschreibung
1	Dach: Kamine, Dachdeckung, Dachanschlüsse, Dachtragwerk
2	Gesimse: System, Standfestigkeit, allgemeiner Zustand
3	Dachentwässerung: System, Funktionalität
4	Oberste Abschlussdecke: System, Zustand, Gebrauchstauglichkeit
5	Anschlüsse Dach an das Haus: Spengler
6	Regeldecken: Zustand, Aufbau, Bauphysik, mögliche Schädigung
7	Wände in den Wohngeschossen: Typ, Funktion, Zustand, Auswechslungen
8	Fenster: Zustand, Bedarf für Renovierung, Lebensdauer
9	Zubauten: z.B. WC-Trakt, Liftzubau, Balkone, Loggien (Tragfähigkeit und Bauphysik)
10	Steigleitungen und Fallstränge: Zustand, Funktionalität und erforderliche Maßnahmen
11	Fassade: Zustand, erforderliche Korrekturen
12	Sockel: Zustand (Sperrputz), Absperrung Oberflächenwasser, Aufsteigende Feuchtigkeit
13	Parterre- Eingang: Zustand, E-Anlage, Postkasten, Müll
14	Decke über Keller: Zustand in statischer bzw. bauphysikalischer Hinsicht
15	Keller: Nutzung, Querdurchlüftung, Trockenheit, Einbauten bzw. Zuleitungen
16	Kellerwände: Zustand
17	Fundierung und Kanalsituation

Um die aus der Bauzeit stammenden Unsicherheiten zu berücksichtigen, müssen nach EN 1998-3 2.2.1 (4)P bei einem auf den Beiwert q -basierenden Verfahren „*alle tragenden Bauteile überprüft werden, indem nachgewiesen wird, dass die Anforderungen infolge der [durch q] reduzierten Erdbebeneinwirkung die nach (5)P ermittelte zugehörige Festigkeitskapazität nicht übersteigen.*“

In (5)P heißt es: „*Bei der Ermittlung der Kapazitätswerte für duktile oder spröde Bauteile [...] müssen Mittelwerte der tatsächlichen Materialeigenschaften verwendet werden, wie sie direkt aus In-situ-Versuchen und aus zusätzlichen Informationsquellen gewonnen werden. Sie werden jeweils durch die in 3.5 definierten Konfidenzbeiwerte, die den erreichten Kenntnisstand berücksichtigen, dividiert.*“

Die Konfidenzbeiwerte lauten hierbei:

- $CF_{KL1} = 1,35$
- $CF_{KL2} = 1,20$
- $CF_{KL3} = 1,00$

Dementsprechend kann nur nochmals betont werden, wie wichtig eine entsprechende Voruntersuchung des Bauwerks ist, da ansonsten nicht nur „unliebsame Überraschungen“ drohen, sondern sich dies auch auf der Widerstandsseite des Tragfähigkeitsnachweises auswirkt.

Kennnisstand	Geometrie	Konstruktive Einzelheiten	Werkstoffe	Berechnungsmethode	CF
KL1	Aus Original-Übersichtsplänen mit visuellen Stichproben oder aus vollständiger Überprüfung	Simulierter Entwurf nach der üblichen Vorgehensweise und aus beschränkter In-situ-Inspektion	Vorbelegte Werte nach den Normen zur Zeit der Errichtung und aus beschränkten In-situ-Versuchen	LF-MRS Verfahren mit q -Beiwerten	CF _{KL1}
KL2		Aus unvollständigen detaillierten Original-Bauplänen mit beschränkten In-situ-Inspektionen oder aus erweiterten In-situ-Inspektionen	Aus Original-Bemessungsvorgaben mit beschränkten In-situ-Versuchen oder aus erweiterten In-situ-Versuchen	Alle	CF _{KL2}
KL3		Aus detaillierten Original-Bauplänen mit beschränkten In-situ-Inspektionen oder aus umfassenden In-situ-Inspektionen	Aus Original-Versuchsberichten mit beschränkten In-situ-Versuchen oder aus umfassenden In-situ-Versuchen	Alle	CF _{KL3}

Abbildung 7.2: Kenntnisstände und zugehörige Berechnungsmethoden (LF: Vereinfachtes Antwortspektrumsverfahren (Ersatzlastverfahren), MRS: Multimodales Antwortspektrumsverfahren) und Konfidenzbeiwerte (CF); aus [EC8b]

8 Möglichkeiten der Verstärkung

Als Grundlage für die Erstellung dieses Abschnittes dienten folgende Publikationen: [Pec07], [Nab05], [Tom06], [FEM06], [nic12], [Lu10], [Sei10], [Zim99], [Ric03], [Kol10]

Wie bereits in den Abschnitten zuvor dargelegt wurde, ist der Berücksichtigung von Erdbebeneinwirkungen auf Bauwerke in weniger tektonisch aktiven Zonen wie etwa in Österreich erst relativ spät größere Aufmerksamkeit geschenkt worden bzw., dass diese Einwirkung für die horizontale Aussteifung maßgebend wird sowieso erst vor nicht allzulanger Zeit. Insbesondere bei Bestandsbauwerken wie jenen aus der Gründerzeit können die Widerstände gegen solche Einwirkungen aber nur ungenau rechnerisch erfasst werden.

Um das Erdbebenverhalten von Gebäuden zu stärken gibt es verschiedene Möglichkeiten. So können etwa einzelne überlastete Elemente verstärkt werden. Primäres Ziel sollte es aber sein, anstelle von Einzelmaßnahmen zunächst das Gesamtverhalten des Gebäudes zu optimieren um so Systemreserven nutzen zu können.

8.1 Verbesserung des Gebäudeverhaltens

Nach [Tom06] sollten folgende Punkte eingehalten werden:

- Es sollten in allen Hauptrichtungen eine ausreichende Anzahl von aussteifenden Wänden mit entsprechender Austeilung vorhanden sein.
- Die Wände sollten ausreichend gut miteinander verbunden sein. Daneben sollten auch steife Geschossdecken vorhanden sein, welche kraftschlüssig mit den Wänden verbunden sind.
- Die vorhandenen Fundamente müssen die abzutragenden Horizontalkräfte sicher in den Untergrund einleiten können. Falls durch bauliche Änderungen die abzuleitenden Kräfte größer sind, müssen die Gründungselemente auch dementsprechend verstärkt werden.
- Es sollen einfache Lösungen angestrebt werden. Außerdem ist auf die besonderen Anforderungen bei historischen, erhaltungswürdigen Gebäuden Bedacht zu nehmen

Um das Systemverhalten positiv zu beeinflussen sind folgende Maßnahmen möglich:

- Sanierung von Rissen
- Zusätzliche Aussteifungselemente anordnen

- Verbindung zwischen Wänden verbessern
- Intakte Verbindung Wand-Decke sicherstellen
- Scheibenwirkung der Decken aktivieren

8.1.1 Sanierung von Rissen

Das Bestandsmauerwerk weist auf Grund der schlechten Mörtelqualität rechnerisch nur eine bescheidene Druckfestigkeit auf. Daneben müssen bei Störungen des Verbundes durch größere Risse, Hohlräume und dergleichen diese Werte entsprechend weiter abgemindert werden. Insofern ist es notwendig diese Störungen zu beseitigen.

Durch Injektion mit mineralischen Stoffen wie etwa Zementinjektionen werden die Klüfte verfüllt, wobei die Mörtelqualität dabei nicht verändert wird- Sie wird demnach zu den konsolidierenden Verfahren gezählt. Somit kann nach erfolgter Maßnahme eine Verbesserung der Mauerwerksstruktur bis hin zu einem ungestörten Zustand erreicht werden. Für Risse von 0,3 bis 3,0 mm wird Zementleim verwendet. Bei größeren Rissbreiten von 5 bis 10 mm sollten Sandzuschläge hinzugemischt werden. Bei Rissen größer als 10 mm sollten Steine versetzt oder verklammert werden.

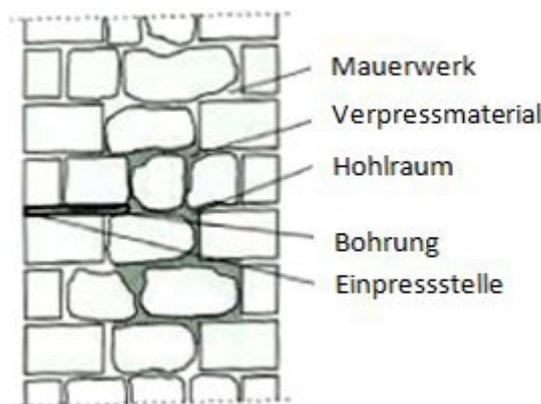


Abbildung 8.1: Verpressung von Mauerwerk (Längsschnitt) aus [Nab05]

Wird bei der Injektion auf organische Harze zurückgegriffen, so kann auf Grund der Eigenschaften dieser Stoffe auch die Mörtelqualität verbessert werden. In den Mauerstein kann die Injektion jedoch nicht eindringen. Die dabei erzielbare Mauerwerksdruckfestigkeit liegt „beim rund 3- bis 4- fachen Wert des unverfestigten Mauerwerks. Als obere Grenze kann sie maximal die Steindruckfestigkeit erreichen.“ ([Pec07] S.112) Ein weiterer Vorteil von Kunstharzinjektionen ist auch, dass Stahlteile oder dergleichen kraftschlüssig im Mauerwerk eingeklebt werden können und somit ein sicherer Ankergrund vorhanden ist. Kunstharzinjektionen sind aber relativ teuer und werden meist nur für Injektionen bis 1 mm Rissbreite eingesetzt ([Nab05]). Deswegen wird oft auf ein zweistufiges Verfahren eingesetzt wobei zunächst die größeren Störungen durch konsolidierende Verfahren abgedeckt werden und erst dann diese Maßnahmen durch Kunstharzinjektionen verfeinert werden.

In Bereichen, wo der Mörtel in den Fugen äußerst schlechte Qualität aufweist, sollte dieser ausgetauscht werden. Dabei wird beidseits der Wand auf etwa 1/3 der Wanddicke der Mörtel ausgekratzt und durch neuen Mörtel mit besseren Eigenschaften ersetzt.

8.1.2 Zusätzliche Aussteifungselemente

Falls die vorhandenen Aussteifungsscheiben zufolge der Horizontalkräfte überlastet sind ist es auch möglich zusätzliche Schubwände von der Gründung über die gesamte Gebäudehöhe zu errichten. Diese sind natürlich an die Bestandsdecken wie auch die bestehenden Wände kraftschlüssig anzuschließen. Wie groß der Einfluß dieser zusätzlichen Wände ist hängt natürlich großteils vom vorhandenen Deckensystem ab. Bei Vorhandensein einer flexiblen Holzdecke kann eine noch so steife Wand trotzdem nur die der Einflußfläche entsprechende Horizontalkraft aufnehmen- was natürlich den Aufwand meist nicht rechtfertigt.

Eine ähnliche Möglichkeit die aufnehmbare Schubkraft der bestehenden Wände zu erhöhen, ist es nicht mehr notwendige Öffnungen auszumauern bzw. mit Stahlbeton zu verschließen. Neben größeren Öffnungen wie Türen oder dergleichen sind aber auch nicht mehr benötigte Installationsschächte, Abfallstränge oder andere nicht mehr benötigte Querschnittsschwächungen von tragenden Wänden hervorzuheben.

8.1.3 Verbindung zwischen Wänden

Für das Erdbebenverhalten eines Gebäudes ist es ideal wenn das Gebäude als ganzes ähnlich wie eine steife Box reagiert. Deswegen soll auch die Verbindung zwischen den sich kreuzenden Wänden intakt sein. Da es dort aufgrund der Geometrie zu Zwängungen kommt, entstehen auch dort oft Risse und eine Kraftübertragung ist gestört. Diese Fehlstellen können mit Stahlanker saniert werden. Eine solche Verbindung ist besonders wichtig, wenn man bei der Biegebemessung von Wänden auch die Querwände als mittragende Flansche in Rechnung stellt. Nur bei ausreichender Verbindung können die Schubkräfte an dem Anschluss übertragen werden.

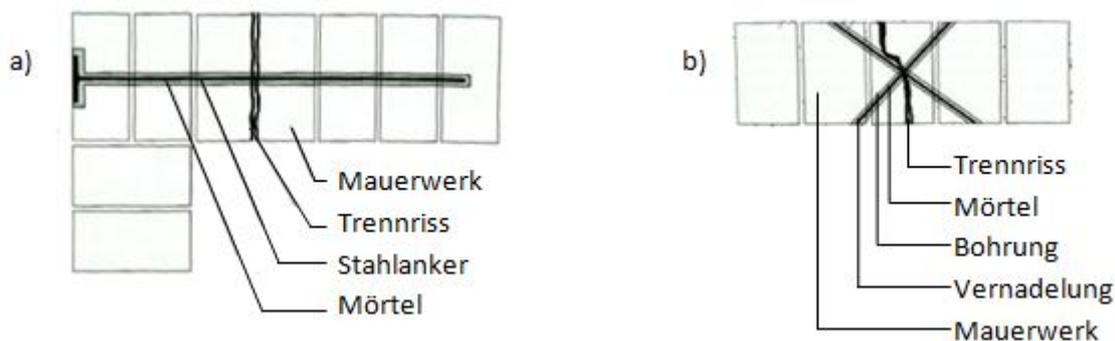


Abbildung 8.2: Verbindung von Mauerwerk durch Stahlanker: a) Stahlanker zur Anbindung benachbarter Bauteile; b) Einbau von Stahlnadeln zur Vernähung von Rissen; nach [Nab05]

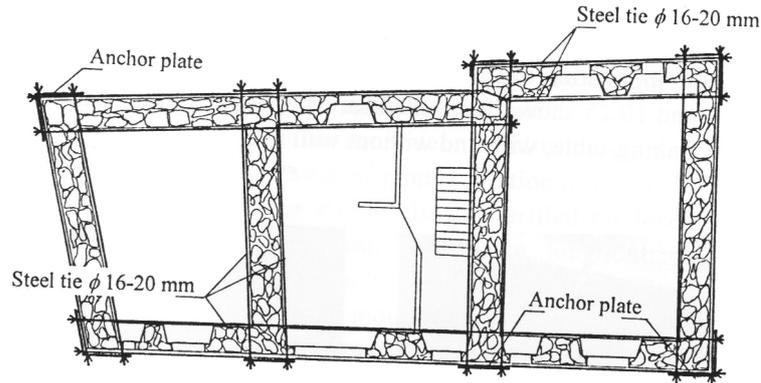


Abbildung 8.3: Aussteifen durch horizontales Verspannen; aus [Tom06]

Bei moderneren Gebäuden sind die tragenden bzw. aussteifenden Wände durch Ringanker verbunden welche unter anderem für eine gleichmäßige Verformung sorgen. Bei modernen Holzdecken werden dafür Ringbalken verwendet- sie werden auch auf Biegung belastet. In vielen alten Gebäuden sind solche Ringbalken nicht vorhanden- die Verankerung der Wände mit den Decken erfolgt durch die Schließen. Um ein steiferes Zusammenwirken der Wände zu erzielen kann man eine neue Stahlbetondecke oder auch einen nachträglichen Ringbalken errichten (Siehe Abschnitt 8.1.5). Alternativ ist in der Literatur [Tom06] auch die Möglichkeit angegeben die Wände durch Stahlanker knapp unterhalb der Deckenebene zu verspannen. Dabei werden Bewehrungsstäbe beidseits der Wände in die Wand eingefräst und mit Ankerplatten an den kreuzenden Wänden leicht verspannt. Versuche haben gezeigt, dass diese Anker genauso wie Ringbalken wirken.(Abbildung 8.3)

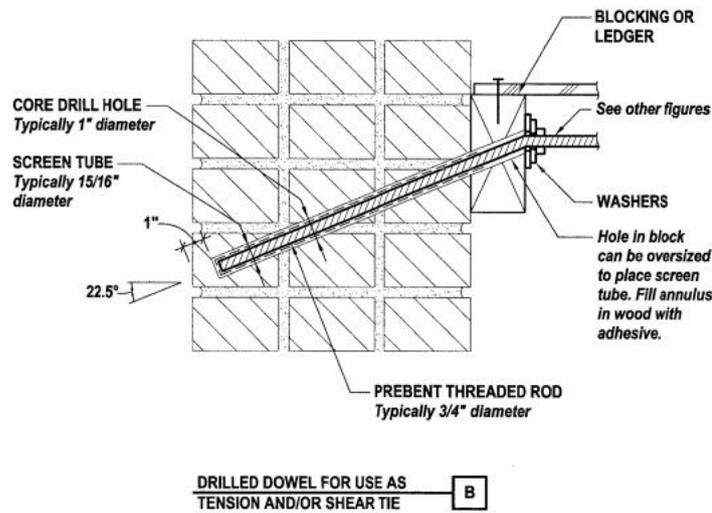
- Bei Einwirkung quer zur Wandebene wirkt die Verspannung wie ein Ringbalken und muss zufolge der auf die Wand einwirkenden Biegebeanspruchung bemessen werden.
- In Wandebene entsteht durch die Stahlanker ebenfalls eine fachwerkartige Kraftabtragung, wobei die Stahlelemente wie horizontale Zugstreben wirken. „Wie Messungen in Versuchen zeigten, entsprechen die den Verspannungselementen zuffallenden Zugkräfte in etwa der Größenordnung der eingetragenen Schubkräfte.“ ([Tom06] S.239)

Aus diesen Beobachtungen heraus können für eine bestimmte Anzahl von Stahlelementen die notwendigen Durchmesser errechnet werden:

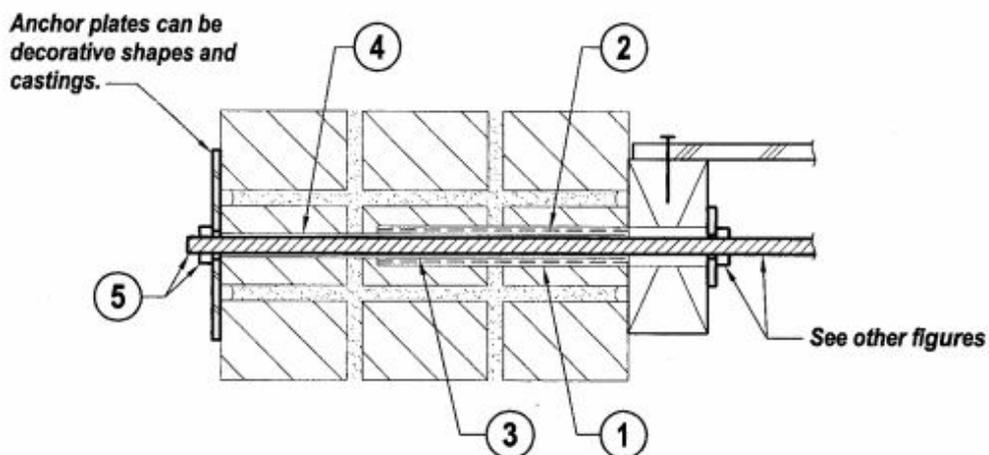
$$F = \frac{D^2 \pi}{4 \cdot f_y \cdot n} \Rightarrow D_{min} = \sqrt{\frac{V_{ed} \cdot 4}{n \cdot \pi \cdot f_y}} \quad (8.1)$$

8.1.4 Verbindung Wand-Decke

Für das Verformungsverhalten und die Kraftweiterleitung ist die Verbindung zwischen Decke und aussteifenden Wände von großer Wichtigkeit. Wie oben erläutert werden in modernen Holzdecken die Träme durch Ringbalken mit den Wänden verbunden. In den Gründerzeitgebäuden sind solche zumeist nicht vorhanden- die Verankerung erfolgt wie bereits mehrmals erwähnt durch Schließen. Sollten diese fehlen oder durch Umbauarbeiten beschädigt worden sein, sind diese wiederherzustellen. Die Ausführungen solcher Verschließungen sind vielfältig. Zumeist werden heute Bewehrungsstäbe durch die angrenzende Wände durchgeführt und mit Ankerplatten verankert. Darf die Fassade bei besonderen Gebäuden nicht verletzt werden ist es auch möglich die Bewehrungsstäbe ins Mauerwerk einzubohren und mit Epoxidklebern einzukleben. (Abbildung 8.4)



(a) Einkleben von Anker



(b) Ankerplatte an Außenseite

Abbildung 8.4: Nachträgliche Herstellung von Deckenverschließungen; aus [FEM06]

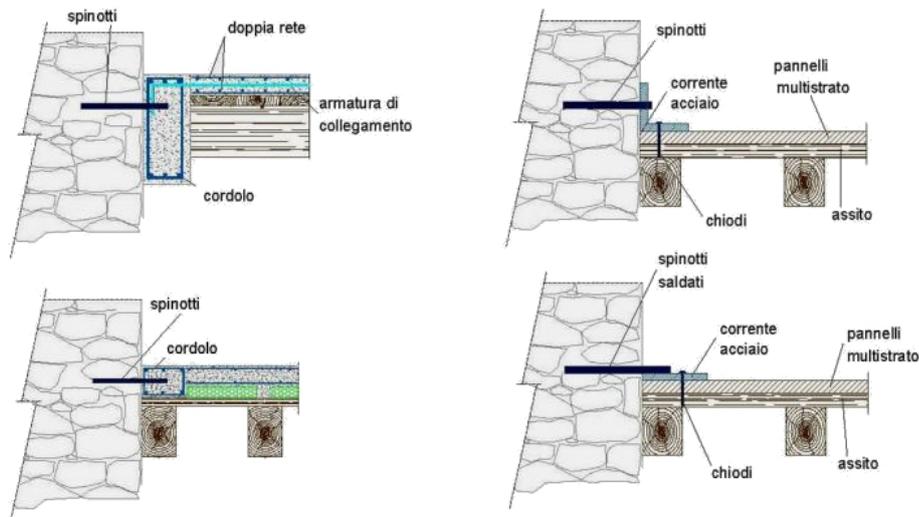


Abbildung 8.5: Verbindung von nachträglich hergestelltem Rost an Mauerwerk; aus [Lag09]

Daneben besteht auch die Möglichkeit nachträglich einen Ringbalken herzustellen und diesen mittels Dübel mit den Holzbalken und Wänden zu verbinden (Abbildung 8.5).

8.1.5 Deckenscheibe

Wie bereits mehrmals hingewiesen hat die Decke einen entscheidenden Einfluss auf die Verteilung der Horizontalkräfte auf die Aussteifungselemente. Durch das Aufnageln einer diagonal angeordneten weiteren Brettschicht „mit einer Dicke von etwa 1 bis 1,5 Zoll“ ([Ric03] S.42) auf die Sturzschalung kann relativ einfach eine ausreichende Steifigkeit erreicht werden. „Eine Tragkraftverstärkung bis auf das 3fache und eine Reduktion der Durchbiegung auf etwa 25% kann bei Tramdecken auch durch bloßes Aufnageln einer zu den Trämen parallelen Bretter- oder Pfostenlage auf die Sturzschalung erreicht werden“ ([Ric03] S.42). Oftmals genügen aber die vorhandenen Decken nicht mehr den schall- und brandschutztechnischen Anforderungen und es wird der Einbau einer Stahlbetondecke notwendig.

Eine günstige Lösung stellt die Holz-Beton-Verbunddecke dar. Dabei werden die guten Eigenschaften von Holz auf Zug und der für Druck besonders geeignete Baustoff Beton wirtschaftlich genutzt. Zunächst wird die Beschüttung abgeräumt und die vorhandene Sturzschalung als verlorene Schalung der neu zu errichtenden Decke verwendet. Der Schubverbund zwischen Holzbalken und Stahlbetondecke wird durch Verbindungsmittel wie Nagelklammern, Einzelschrauben, Schraubenklammern oder eingeschlagene Rippentorstahlstangen sichergestellt. Ein weiterer Vorteil der HBV-Decken stellt auch die gleichmäßige Scheibenwirkung in beide Hauptrichtungen dar. Diese Möglichkeit wird insbesondere bei Dachgeschossausbauten angewandt, da dadurch die zumeist, in ihrer Funktion als aussteifende Wände, überlasteten Zwischenwände entlastet und die

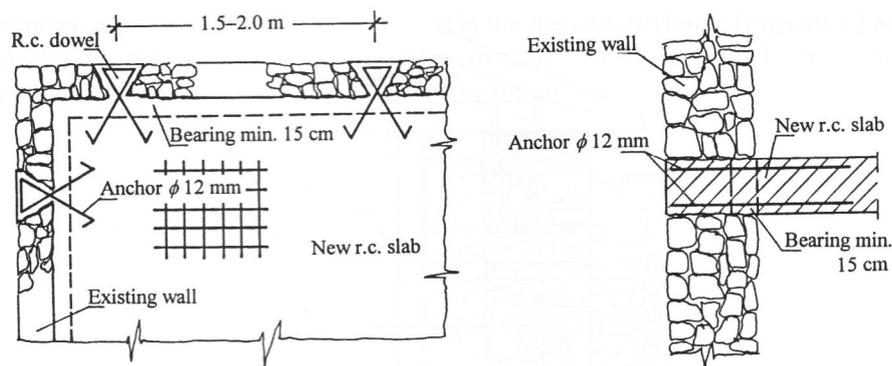


Abbildung 8.6: Neue Stahlbetondecke; aus [Tom06]

Horizontalkräfte zu den steiferen und gleichzeitig auch wesentlich tragfähigeren Feuermauern geleitet werden. Das hohe Gewicht des Frischbetons auf die Schalung kann zu Komplikationen führen, weshalb die Aufbetondecke zumeist in zwei Abschnitten betoniert wird- die Unterstellungen können dadurch entfallen.

Oft ist es aber notwendig, die bestehende Decke abzureißen und eine neue Stahlbetondecke (sei es als Fertigteildecke oder in Ort beton) zu errichten. Ist ein, wie er bei Dippelbaumdecken üblich ist, etwa 15 cm tiefer Mauerabsatz vorhanden, so kann dieser direkt als Auflager für die neue Decke dienen. Bei ehemaligen Tramdecken ist ein entsprechender Auflagerschlitz in das Bestandsmauerwerk einzustemmen. Diese Auflager sind zumindest über die Hälfte des Umfanges zu führen. Zur sicheren Verbindung zwischen neuer Decke und der Mauerwerkswand ist ebenfalls eine Verschleißung in Form von Ankerplatten mit Gewindestäben oder eingeklebten Dübeln vorzusehen. Außerdem ist auch das Mauerwerk gegen die Feuchtigkeit der frischen Stahlbetondecke zu schützen. Falls die Träme oder die Dippelbaumdecke erhalten bleiben sollen (z.B. besondere Deckenuntersicht, Beeinträchtigung der unteren Mieter) aber dermaßen schadhaft sind, dass sie nicht mehr für eine Tragwirkung im Zuge einer Verbunddecke herangezogen werden können, ist es auch möglich eine selbsttragende Stahlbetondecke direkt über den Trämen/Dippelbäumen herzustellen. Die beschädigten Holzbauteile können dann zur Sicherung vor Einsturz an der neu errichteten Decke befestigt werden.

8.2 Verstärkungsmöglichkeiten für Mauerwerkswände

8.2.1 Injektionen

Eine Möglichkeit die Materialeigenschaften von Mörtel und damit der gesamten Mauerwerkswand zu verbessern ergibt sich durch Injektion mit Kunstharzen. Diese Variante wurde in Abschnitt 8.1.1 beschrieben.

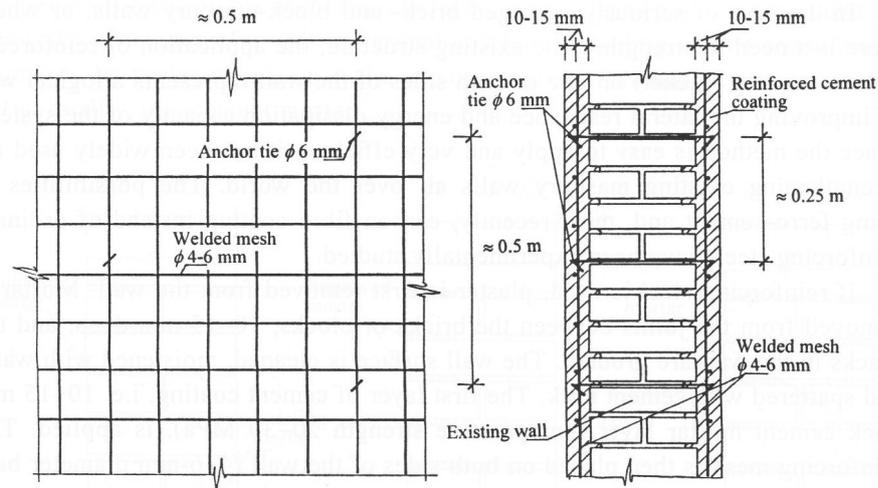


Abbildung 8.7: Spritzbetonschale auf Mauerwerk. Bewehrung durch Stahlanker verbunden; aus [Tom06]

8.2.2 Spritzbetonschale

Eine besonders gut geeignete Möglichkeit zur Verstärkung der Schubtragfähigkeit einer Mauerwerkswand ist das Auftragen einer bewehrten Spritzbetonschale entweder nur auf eine Seite der Wand oder auch beidseitig. Grundlegend für das kombinierte Tragverhalten ist ein entsprechender Verbund zwischen Mauerwerk und Spritzbetonschale. Bei nicht sachgemäßer Verankerung ist es in Versuchen zu Ablösungen derselben gekommen. Diese kann etwa durch taschenartige Verzahnungen oder durch Verankerung mit Dübel verwirklicht werden.

In [Tom06] wird ausführlich auf die Verstärkung durch Spritzbetonschalen eingegangen. Diese dienen als Grundlage für folgenden Abschnitt. Zunächst wird der Putz von der Bestandswand abgeschlagen und der Mörtel bis auf eine Tiefe von etwa 15 mm ausgekratzt. Nach dem Reinigen und Vornässen der Oberfläche werden 10 bis 15 mm Spritzbeton aufgetragen. Darauf werden beidseitig Bewehrungsmatten mit etwa $\phi 6/150$ mm eingebaut und durch Anker miteinander durch die Wand hindurch verbunden. Eine weitere Spritzbetonschicht wird aufgetragen sodass insgesamt etwa 30 mm Spritzbeton beiderseits vorhanden sind.

In Experimenten wurde die Wichtigkeit einer ausreichenden Verankerung bestätigt. Außerdem stellte sich heraus, dass eine solche Verstärkungsmaßnahme nicht allgemeingültig auf sämtlichen Mauerwerkswänden den selben Grad an Verbesserung bringt. Bei schlechterem Mauerwerk konnten Verbesserungen in einem größeren Ausmaß erzielt werden als bei Mauerwerk von besserer Ausgangsqualität. Eine rechnerische Beurteilung der Verstärkung durch aufgetragenen Spritzbeton ist jedoch durch das im Grenzzustand der Tragfähigkeit unterschiedliche Tragverhalten des ungerissenen Mauerwerks und des gerissenen Stahlbetons eher schwierig.

In [Pec07] heißt es dazu z.B. für „dünne Mauerwerkswände“:

„Eine gemeinsame Tragwirkung kann aus der unterschiedlichen Steifigkeit faktisch nicht entstehen. [...] Demgegenüber lassen sich stärkere Wände mit höherer Materialfestigkeit und somit schon höherer Eigenfestigkeit sehr wohl additiv verstärken.“ ([Pec07] S.110)

Auch in den Ausführungen von [Tom06] heißt es sinngemäß, dass die Verbesserungen durch die Spritzbetonverstärkungen nur einfach abgeschätzt werden können:

„As the test results and subsequent analyses indicate, it is not possible to estimate the lateral resistance of a coated wall panel by simple calculation. As a rule, the calculated values, obtained on the basis of simple combination of the theoretical lateral resistance of the existing wall and reinforced-cement coating, do not correlate with experimentally obtained results.“ ([Tom06] S.224)

In [Tom06] wird eine solche Abschätzung wie folgt angegeben: Die Steifigkeit der verstärkten Wand $K_{e,eq}$ wird als Summe der Steifigkeiten der ursprünglichen Wand $K_{e,W}$ und der Spritzbetonschale $K_{e,coat}$ gebildet.

$$K_{e,eq} = K_{e,W} + K_{e,coat} \quad (8.2)$$

Bei dünnen Schichten wird vorgeschlagen, die Schubtragfähigkeit durch Multiplikation jener der Ursprungsscheibe mit einem experimentell ermittelten Faktor abzuschätzen. Bei dickeren Schichten, dicker als etwa 50 mm, wird der Einfluß der ursprünglichen Wand und des Betonanteiles in der Spritzbetonschale vernachlässigt- also nur die horizontale und vertikale Bewehrung berücksichtigt. Demnach ergibt sich abhängig von eben dieser Bewehrung die maximal aufnehmbare Horizontalkraft zu:

$$H_{sd,eq} = C_{rh} A_{rh} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + C_{rv} A_{rv} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (8.3)$$

Dabei sind:

- $H_{sd,eq}$ – Bemessungswert der maximal aufnehmbaren Schubkraft
- A_{rh}, A_{rv} – Querschnitt der horizontalen bzw. vertikalen Bewehrung
- C_{rh} – Abminderungsfaktor für horizontale Bewehrung ($C_{rh} = 0,9$)
- C_{rv} – Abminderungsfaktor für vertikale Bewehrung ($C_{rv} = 0,2$)
- f_{yk} – Streckgrenze Bewehrungsstahl
- γ_s – Teilsicherheitsfaktor für Bewehrungsstahl unter außergewöhnlicher Lastkombination ($\gamma_s = 1,0$ nach Tabelle 2.1N der EN 1992-1-1 für außergewöhnliche Bemessungssituation)

Auch die FEMA 547 [FEM06] gibt mehrere Möglichkeiten der rechnerischen Abschätzung der Verstärkungsmaßnahme vor:

„One is to take 100% of the demand tributary to the strengthened wall line in the concrete overlay itself and ignore the masonry. [...] Another approach is to share the load, by relative rigidity, between the masonry and the concrete. [...] the most conservative approach is to use the overlay to

resist 100% of the tributary load. [...] Displacement-based design approaches inherently consider the relative rigidity of the concrete and masonry, but they are less commonly employed.“ ([FEM06] S.21-36)

Auch bezüglich der Frage wie die Last vom Mauerwerk in die Spritzbetonschale eingeleitet wird gibt [FEM06] nur darüber Auskunft, dass manche Ingenieure diese Fragestellung ganz vernachlässigen („Some engineers ignore this issue and assume the masonry wall will serve as the collector“ ([FEM06] S.21-37), andere wiederum sehen Stahlelemente oder Ringbalken vor. Weiters wird in [FEM06] darauf verwiesen, dass das Verstärken bloß von Teilbereichen nicht optimal ist. So wäre es ja denkbar nur den Pfeilerbereich zwischen den Fensteröffnungen zu verstärken. Die Stahlbetonschale kann zwar rechnerisch große Kräfte aufnehmen, was aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse aber nicht aktiviert werden kann. Erst bei so großen Lasten bei denen das umliegende Mauerwerk versagt, lagern sich die Kräfte um (Abbildung 8.8). Abhilfe schafft eine Verstärkung der gesamten Wand, wodurch nebenbei auch die erforderliche Schichtdicke verringert wird. Aufwändiger, aber ebenso möglich, ist das zusätzliche Versteifen und damit verhindern von Verformungen durch den Einsatz von Mikropfählen.

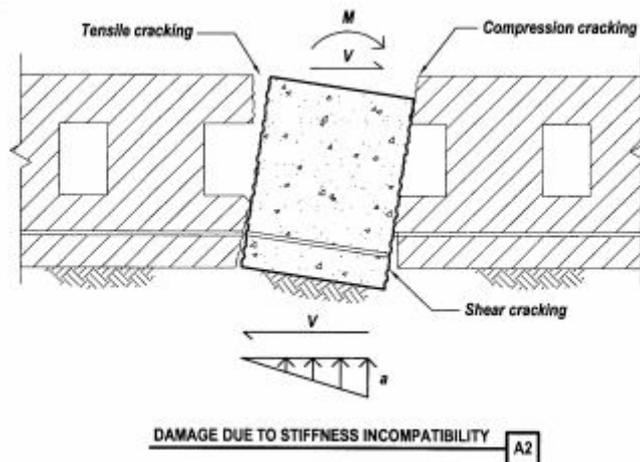


Abbildung 8.8: Probleme bei nur teilweiser Verstärkung der Wand durch SPB; aus [FEM06]

8.2.3 Eingefasstes Mauerwerk

In stark erdbebengefährdeten Gebieten werden Mauerwerkshäuser oftmals in Form von eingefasstem Mauerwerk (confined masonry) ausgeführt. Dabei wird das Mauerwerk von Stahlbetonsäulen und -balken eingefasst. Der maßgebliche Unterschied zu mit Mauerwerk ausgefachten Rahmen besteht darin, dass Mauerwerk und Stahlbetonelemente zugleich und kraftschlüssig miteinander verbunden hergestellt werden. Dies hat den positiven Effekt, dass sich das Mauerwerk ebenso am Abtrag von vertikalen und horizontalen Einwirkungen beteiligt.

Auch bei Verstärkung von unbewehrtem Bestandsmauerwerk kann diese Technik eingesetzt werden. Dabei werden nachträglich Stahlbetonsäulen bzw. Stahlsäulen eingebaut und mit den bereits vorhanden oder ebenfalls noch herzustellenden Stahlbetondecken (oder Ringbalken) verbunden. Entscheidend dabei ist ein wirksamer Verbund dieser neuen Elemente mit dem bestehenden Mauerwerk. Dies kann für die Vertikalsäulen nachträglich leicht erreicht werden indem im Bereich der Säule die Mauersteine ausgebrochen werden und eine Verzahnung durch die überstehenden Steine erfolgen kann. Außerdem wird in den Taschen ebenfalls der Bewehrungskorb hineingeflochten. Wie bei Eingefasstem Mauerwerk üblich wird also zunächst das Mauerwerk hergestellt (ist als Bestand bereits vorhanden) und dann erst kraftschlüssig die Einfassungselemente betoniert. Dadurch übernimmt das Mauerwerk im Gegensatz zum Tragverhalten von ausgemauerten Rahmen ebenso eine Kraftübertragung. Die nachträgliche Ausbildung der Roste in Höhe der Deckenebene erfolgen so wie im Abschnitt 9.1 dargestellt.

Die durch die Einfassung erzielte verstärkende Wirkung ist vielfältig. Eingefasstes Mauerwerk weist z.B. bessere Tragfähigkeits- und Duktilitätseigenschaften im Lastfall Erdbeben auf als das spröde unbewehrte Mauerwerk. Auf Grund der Zugbewehrung ist eine bessere Biegetragfähigkeit sowohl in als auch aus der Wandebene heraus vorhanden. Auch die Schubtragfähigkeit wird gesteigert. Notwendig dafür sind aber wie bereits vorher angeführt eine ausreichende Verankerung in den Decken (Ringbalken, Ringanker) und Fundamenten.

Nach EN 1996-1 8.4.(3) wird gefordert, *dass e infassende Bauteile in jeder Deckenebene und jeder Wandkreuzung und an beiden Rändern von Öffnungen mit einer Fläche von $>1,5\text{m}^2$ angeordnet werden sollten. Zusätzliche einfassende Bauteile können erforderlich werden, damit der größte Abstand sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung nicht mehr als 4,0 m beträgt.*

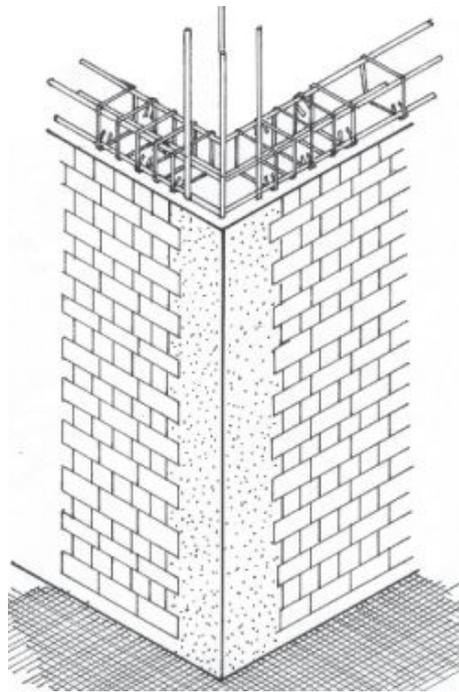
In EN 1998-1 9.5.3. wird unter anderem gefordert, dass die Einfassungsbauteile eine Querschnittsfläche von mindestens 150mm^2 , die Längsbewehrung der Einfassungselemente einen Mindestquerschnitt von mindestens 300mm^2 aufweisen sollen, und mit Bügeln mit einem Durchmesser von nicht weniger als 5 mm und Abstand von nicht weniger 150 mm verbügelt werden sollen.

In EN 1996-1 heißt es unter Pkt. 6.9.2.: *Bei der Bemessung von eingefassten Mauerwerksbauteilen, die durch Schubkräfte beansprucht werden, sollte die Schubtragfähigkeit des Bauteils als Summe der Schubtragfähigkeit des Mauerwerkes und des Betons der einfassenden Elemente angesetzt werden. Zur Berechnung der Schubtragfähigkeit des Mauerwerkes sind die Regeln für unbewehrtes, schubbeanspruchtes Mauerwerk anzuwenden. Dabei ist ℓ_c die Länge des Mauerwerkselementes. Die Bewehrung von einfassenden Elementen sollte vernachlässigt werden.* Somit ergibt sich die Schubtragfähigkeit zu:

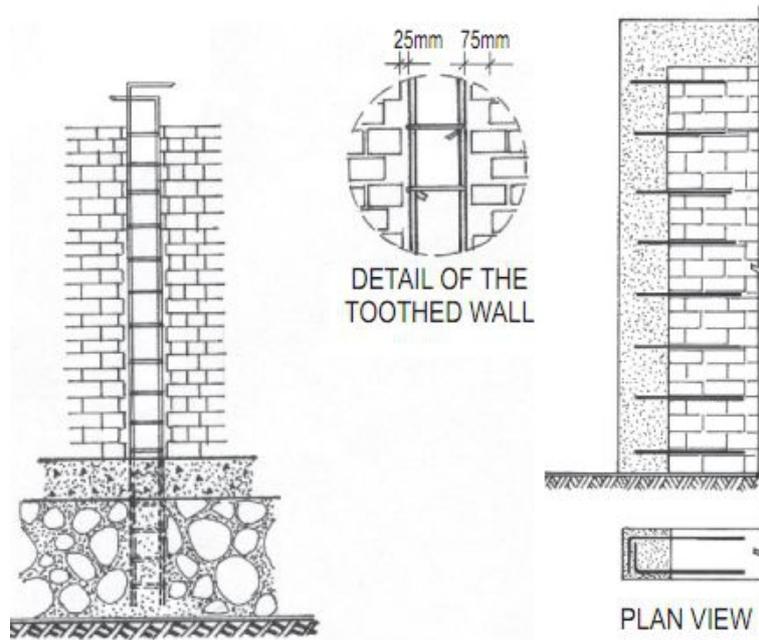
$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad \text{mit: } V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot \ell_c \quad (8.4)$$

V_{Rd1} ist dabei der Schubwiderstand des Mauerwerks; V_{Rd2} ist der Schubwiderstand des Betonquerschnittes (vertikales Einfassungselement)

In [Lu10] wird empfohlen „im Sinne der Konservativität nur einen vertikalen Betonquerschnitt anzusetzen, da in der Regel bei horizontalen Belastungen eine Seite Zug- und die andere Seite Druckkräfte erfährt.“ ([Lu10] S.293)



(a)



(b)

Abbildung 8.9: Prinzipskizzen zum Aufbau von Eingefasstem Mauerwerk; aus [nic12]

8.2.4 Faserverbundwerkstoffe

Faserverbundwerkstoffe (FVW) finden bei der Verstärkung von Stahlbetonbauteilen bereits verbreitet Anwendung. Es ist demnach naheliegend diese Technik auch bei der Verstärkung von Mauerwerksbauten anzuwenden. Der folgende Abschnitt wurde unter Verwendung von [Sei10], [Pfe09] und [Zim99] erstellt.

FVW setzen sich zunächst aus den Fasern und einer Matrix zusammen. Die Fasern übernehmen dabei die Tragfunktion und werden zumeist synthetisch hergestellt (Kohlenstofffasern, Aramidfasern, Glasfasern). Die Matrix dient vor allem dazu, den Fasern eine Oberfläche zu bieten, den Haftverbund zum Anwendungsobjekt herzustellen und die Kräfte zwischen Oberflächen und Fasern zu übertragen. Für die Anwendung gibt es verschiedene Verfahren. Beim Einsatz auf Mauerwerkswände kommt vor allem das „Handlaminierverfahren“ zur Anwendung. Dabei wird das Fasergewebe zunächst in Harz getränkt und dann auf die Oberfläche, welche ebenfalls zuvor mit Harz bestrichen wurde, aufgebracht.

FVW haben ein geringes Gewicht und können je nach Zusammensetzung teils große Zugkräfte aufnehmen. Dementsprechend hat es beim Einsatz auf Mauerwerksscheiben, das unbewehrt rechnerisch keinen Zug aufnehmen kann, folgende Aufgaben:

- Fugen überkleben. Dadurch wird die Zug- und Schubfestigkeit erhöht.
- Die aufgeklebten streifenförmige Lamellen wirken wie Zuganker. Dadurch kann der Lastfluss positiv beeinflusst werden.

Problematisch beim Einsatz von FVW auf Mauerwerk ist jedoch der Klebeverbund zwischen den beiden Materialien. Beim Einsatz von Lamellen, wo die Kräfte konzentriert über einen begrenzten Bereich eingetragen werden, ist es erforderlich diese in angrenzenden Betonbauteilen (wie etwa Decken, Balken oder andere spezielle Verankerungskörper aus Beton oder Stahl) zu verankern, was aber oftmals sehr aufwändig ist. Besser geeignet ist die Anwendung als Gelege, das ein- oder mehrlagig in unterschiedlichen Winkeln in die Kunstharzmatrix eingelegt werden kann.

Bei der Bemessung dieser Verstärkungsmethoden kann auf Fachwerkmodelle zurückgegriffen werden- Druckkräfte werden vom Mauerwerk aufgenommen, Zug vom FVW (siehe Abbildung 8.10). In [Sei10] bzw. [Pfe09] wird angeregt, den bruchmechanischen Nachweis der Druckstreben nach der Theorie der Spannungsfelder in Kombination mit den Bruchbedingung von *Ganz* zu führen. Wie allerdings die Lastumlagerung zwischen FVW und Mauerwerk in den Knotenbereichen rechnerisch abgebildet werden soll ist noch Inhalt umfangreicher Versuchsprogramme. Entscheidend ist vor allem die Verankerungslänge um eine gesicherte Lastübertragung zu gewährleisten.

In dem Bericht der Universität Kassel [Sei10] wird auch darauf hingewiesen, dass die Möglichkeit der Verstärkung von Mauerwerk durch FVW besonders in den USA und auch in Italien breite Anwendung findet bzw. in Italien sogar entsprechende Regelwerke vorhanden sind. Dagegen gäbe es in Deutschland bisher kaum Anwendungsbeispiele für die nachträgliche Verstärkung gemauerter Konstruktionen mit FVW, was an dem Fehlen von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen läge.

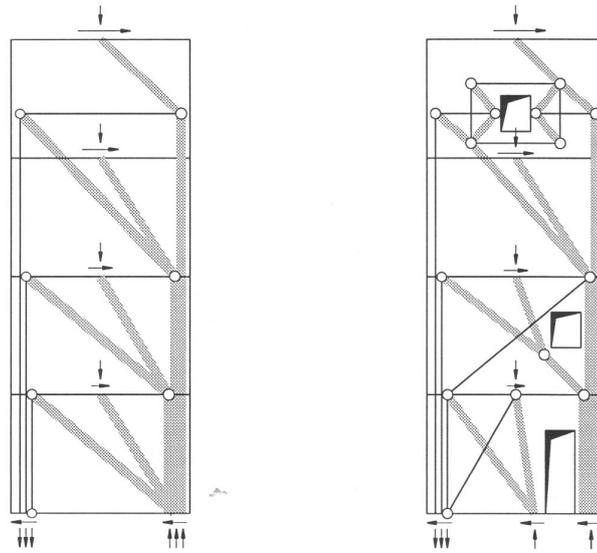


Abbildung 8.10: Mehrgeschossige Tragwand mit und ohne Öffnungen; aus [Zim99]

9 Ersatz von Aussteifungswänden

Um bei in Wänden nachträglich hergestellten Öffnungen die Lasten aus den darüberliegenden Geschossen abzuleiten werden Unterfangungen hergestellt. Wie in Abschnitt 7.1 bereits erläutert, verlangt die MA 37 beim teilweisen oder gänzlichen Entfernen von aussteifenden Wänden, dass entweder die dadurch verringerte Tragfähigkeit äquivalent ersetzt wird (etwa durch Rahmen) oder durch den Einsatz von horizontalen Fachwerken oder Ähnlichem, die dem geschwächten Bauteil zufallenden Horizontalkräfte zu benachbarten Wandscheiben geführt werden- sofern diese die zusätzlichen Lasten auch aufnehmen können. In Abbildung 9.1 wird dieses Prinzip schematisch dargestellt.

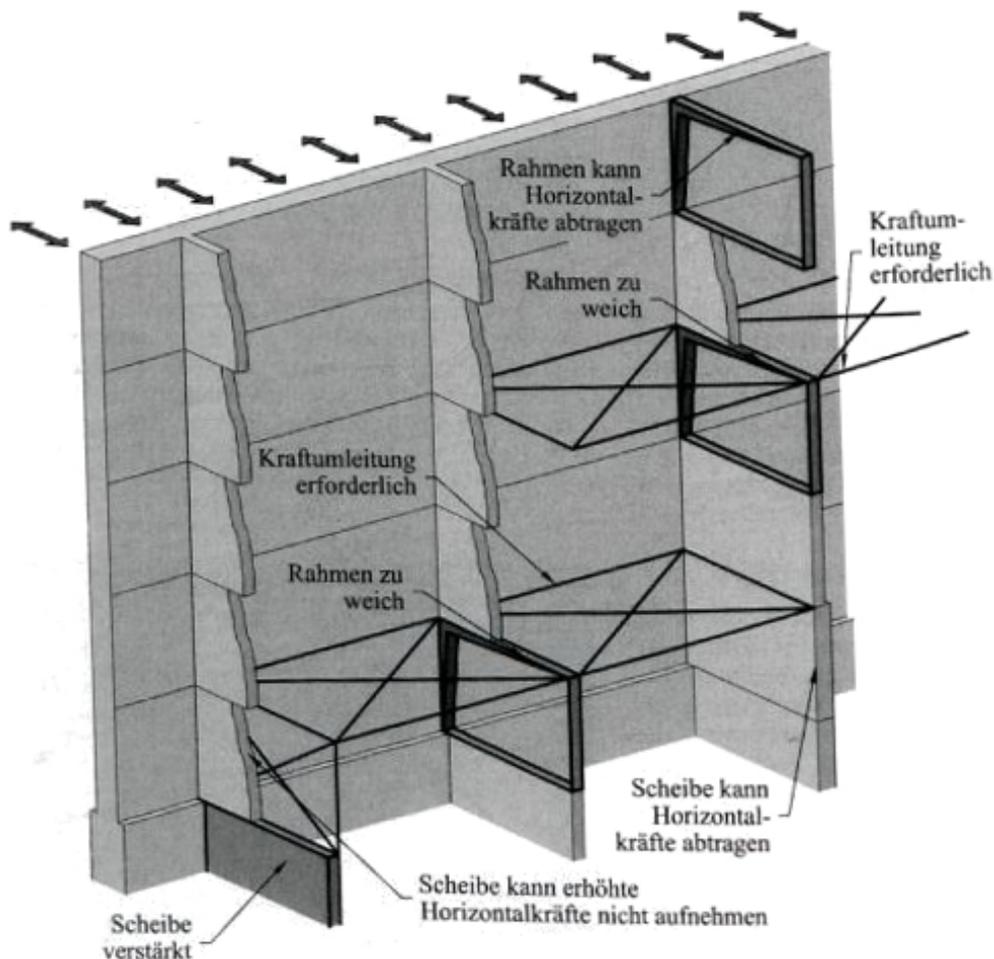


Abbildung 9.1: Ersatzmaßnahmen bei vertikal nicht durchlaufender Aussteifungssituation [Pec07]

Von entscheidender Bedeutung für das Einbringen von Ersatzrahmen in eine Mauerwerkswand ist einerseits das unterschiedliche Materialverhalten von Mauerwerk und Stahl, sowie die Steifigkeitsunterschiede zwischen einer Scheibe und einem Rahmen, was wiederum zu unterschiedlichen Verformungsverhalten führt.

In diesem Kapitel werden im Folgenden einerseits Möglichkeiten für Unterfangungen dargestellt, sowie anhand eines typischen Gründerzeithauses unter seismischer Beanspruchung auf die eben angesprochene Problematik der Wechselwirkung Rahmen/Mauerwerksscheibe eingegangen.

9.1 Bauverfahren für Unterfangung

Bei Umbaumaßnahmen ist es oft notwendig, nachträgliche Öffnungen einzufügen. Beim Herstellen einer Öffnung bildet sich in der Mauerwerksscheibe eine Bogentragwirkung aus. Das hat zur Folge, dass das die Öffnung abstützende Element nicht die gesamte darüber liegende Last abtragen muss, sondern nur jene aus einem sogenannten Belastungsdreieck, welches sich unter einem Winkel von 60° ausbildet. Ragen sonstige Lasten abgesehen vom Eigengewicht der Wand in das Dreieck, so sind diese ebenfalls zu berücksichtigen. Diese Tragwirkung wird in B 1996-3 Anhang E [ÖN6b] geregelt. (vgl. Abbildung 9.2)

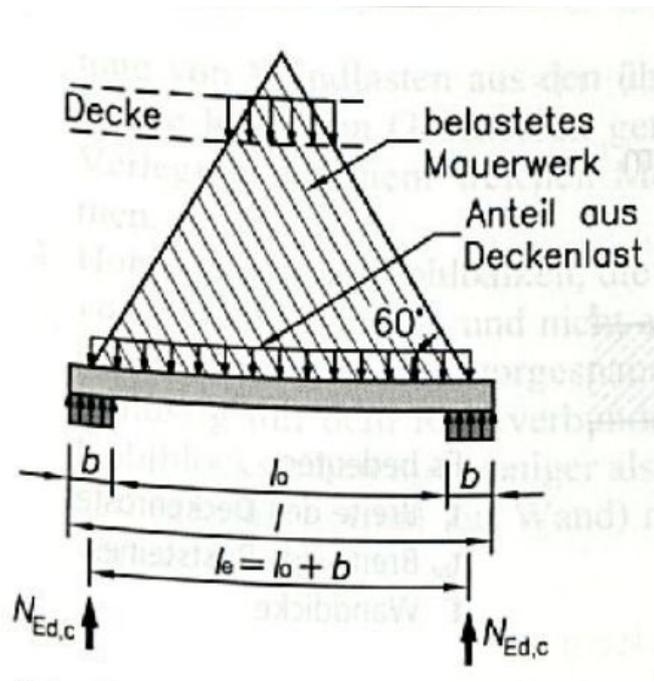
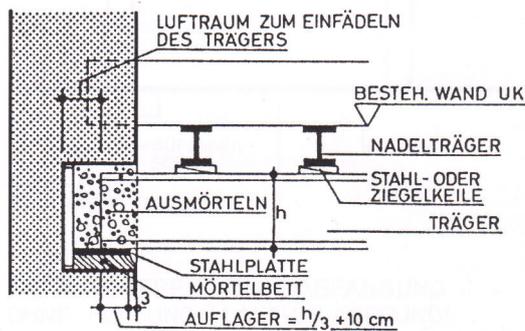


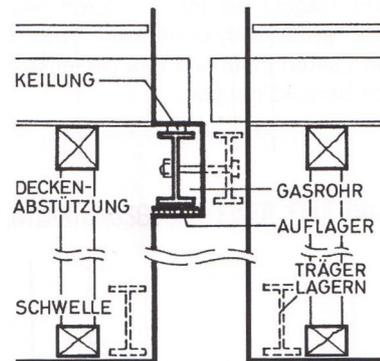
Abbildung 9.2: Ausbildung eines Gewölbes durch Öffnungen- Lastdreieck; l = Länge des Sturzes, l_0 = lichte Weite, l_e = Stützweite, b = Auflagerlänge; nach [ÖN6b]

Daneben ist auch das unterschiedliche Verformungsverhalten der abgefangenen Wandscheibe und des dazu verwendeten Balkens zu berücksichtigen. Der Balken verformt sich

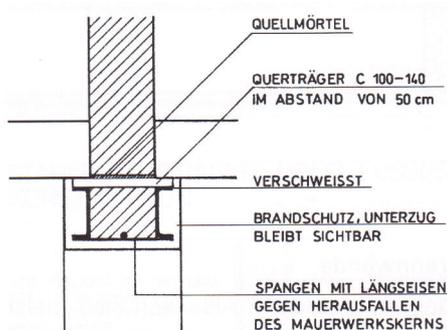
unter Last stärker als die darüberliegende Scheibe- dadurch würde im steifen Mauerwerk ein weiterer Druckbogen induziert der im Zugbereich zu Rissen führt und problematisch sein kann (vgl. Abbildung 2.3). Deswegen muss der eingesetzte Träger bevor er die Last aus dem Mauerwerk voll übernimmt, auf eben dieses Spannungsniveau vorgespannt werden. Dies erfolgt durch Verkeilen gegen das darüberliegende Mauerwerk bzw. Pressen.



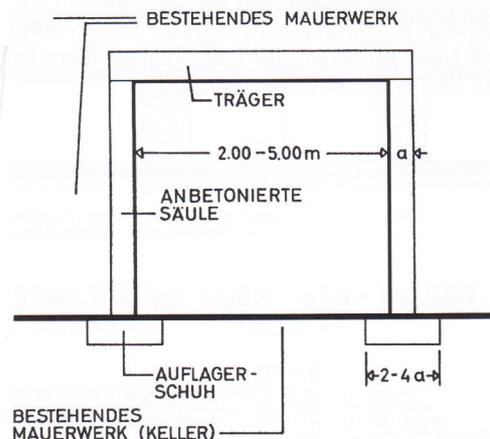
(a) Variante mit Nadelträger



(b) Möglichkeit bei entsprechend breiten Wänden



(c) Setzungsfreie Wandabfangung ohne Pölzung



(d) Stahlbetonsäulen zum Ableiten der Kräfte

Abbildung 9.3: Möglichkeiten zum Unterfangen tragender Mauerwerkswände; aus [Ric03]

Abhängig von der Lage der Auswechslung gibt es verschiedene Ausführungsvarianten für eine solche. In Gründerzeitbauten ist vor allem von Interesse, ob eine Öffnung in einer Wand längs oder quer zu den Holzbalken der Decke hergestellt wird. Bei breiteren Öffnungen ist außerdem die Mauerwerksdruckfestigkeit des Bestandsmauerwerks im Auflagerbereich des Unterfangungsträgers meist nicht ausreichend, weshalb es für die vertikale Lastabtragung oft nicht genügt Betonaufleger zur Lastaufteilung vorzusehen. Oft ist es notwendig Stahlbeton- oder Stahlsäulen herzustellen und diese bis ins Fundament zu führen. Abgesehen davon ist es unter Umständen hinsichtlich der horizontalen

Lastabtragung sowieso notwendig einen Rahmen auszubilden um die durch die Öffnung entstandene Steifigkeitsminderung der Scheibe wiederherzustellen. Auf diesen Aspekt wird in einem späteren Abschnitt genauer eingegangen.

Falls das bestehende Mauerwerk breit genug ist um die einwirkende Vertikallast rechnerisch auch nur über einen Teil des Querschnittes abzuleiten ist es möglich, nach Herstellung der notwendigen Auflager, ohne Unterstellungen, die Abfangung herzustellen. Dabei wird die Wand von einer Seite bis zur Wandmitte eingeschlitzt, der Träger eingesetzt und aus den zuvor angegebenen Gründen gegen das Bestandsmauerwerk verspannt (Abbildung 9.3(b)). Danach wird selbiges auf der anderen Seite durchgeführt, während der bereits eingebaute Träger die Vertikalkräfte übernimmt. Nach Einbau des zweiten kann die darunterliegende Wand abgebrochen werden. Diese Variante kann natürlich auch für Unterfangungen in Stahlbetonausführung angewendet werden. Die abschnittsweise Herstellung wird in Abbildung 9.4 dargestellt.

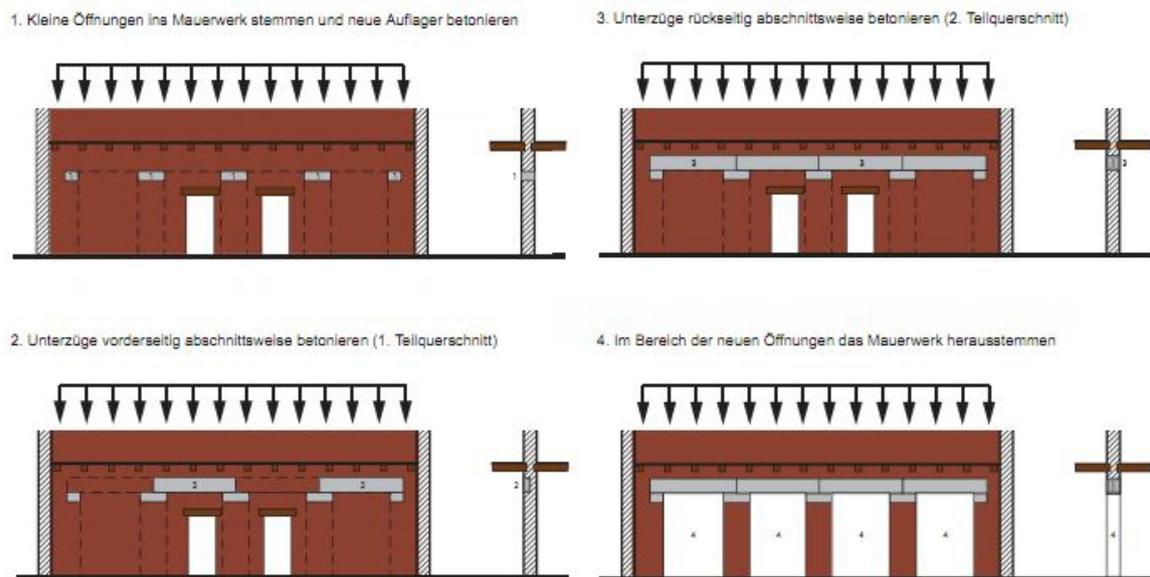


Abbildung 9.4: Abschnittsweise hergestellte Stahlbeton-Unterzüge in Bestandswänden; aus [Bee08]

Eine andere Möglichkeit ohne Abstützung ist in Abbildung 9.3(c) dargestellt. Dabei werden die Abfangungsträger als C-Querschnitte ausgeführt und seitlich der abzufangenden Wand montiert. Schlankere C-Profile werden oberhalb der Abfangungsträger in Abständen von etwa 50 cm in die Wand eingestemmt, mit diesem verschweißt und gegen die Wandscheibe verspannt. Das Mauerwerk zwischen den Abfangungsträgern wird mit Spangen oder dergleichen vor späterem Abbröckeln gesichert. Schließlich kann der untere Wandbereich abgebrochen werden.

Bei einer Ausführung des Abfangungsträgers als Stahlbetonbalken können auch Öffnungen, ebenfalls in einem Abstand von etwa 50 bis 80 cm, eingeschlitzt und darin lastabtragende Stempel aufgestellt und verkeilt werden. Dann werden die Bereiche zwischen den Stempel abgetragen, der Bewehrungskorb sowie die Auflager hergestellt und schließlich ausbetoniert.

Die klassische Variante der Unterfangung erfolgt durch Nadelträger welche wie oben beschrieben gegen das Bestandsmauerwerk verspannt werden. Sie ist in Abbildung 9.3(a) abgebildet.

Folgende Aufzählung zeigt die schrittweise Herstellung einer solchen Unterfangung (nach [Bau11]):

- Abklären der örtlichen Gegebenheiten. D.h. Besichtigung vor Ort und notwendige Unterlagen bei den Behörden anfordern. Anschließend Dimensionierung des Rahmens.
- Herstellen der Nadelung in der Wand im oberen und unteren Bereich. Der Abstand zwischen den Nadelträgern beträgt etwa 60 - 80 cm.
- Bereitstellung des Einbauprofils und Lagerung neben Einbaustelle.
- Die Jochträger und Spindelstützen werden eingebaut. Daneben wird auch eine Kippsicherung hergestellt, welche jedoch nur zur Stabilisierung der Konstruktion dient und keine Lasten auf die Decke übertragen soll (darf).
- Lastumlagerung 1: Durch Verspannen der Spindelstützen wird die Last aus dem darüberliegenden Mauerwerk in die Konstruktion umgeleitet und über die unteren Nadelträger wieder in die Trennwand des darunterliegenden Geschosses eingeleitet.
- Abtragen der Wandteile im Öffnungsbereich.
- Ausbilden der Auflager.
- Einheben und Sichern des Einbauprofils.
- Lastumlagerung 2: Durch Pressen wird der Unterfangungsträger gegen das darüberliegende Mauerwerk verspannt um auf die entsprechende Last vorgespannt zu werden.
- Lastumlagerung 3: Auskeilen mit Stahlkeilen und Ausmörteln der Fuge zwischen Träger und Mauerwerk- Last wird bereits vom Träger übernommen.
- Ziehen der Nadelträger.
- Profil streichen.
- Brandbeständige Ummantelung des Profils.

Falls die unteren Stockwerke zur Verfügung stehen kann die Abstützung auch über mehrere Stockwerke bis in die Gründung geführt werden. Eine solche Variante ist in Abbildung 9.5 dargestellt. In dieser ist auch zu erkennen, wie die Nadelträger schon im darüberliegenden Geschoss eingefügt werden um eine noch geringere Sturzhöhe zu erreichen.

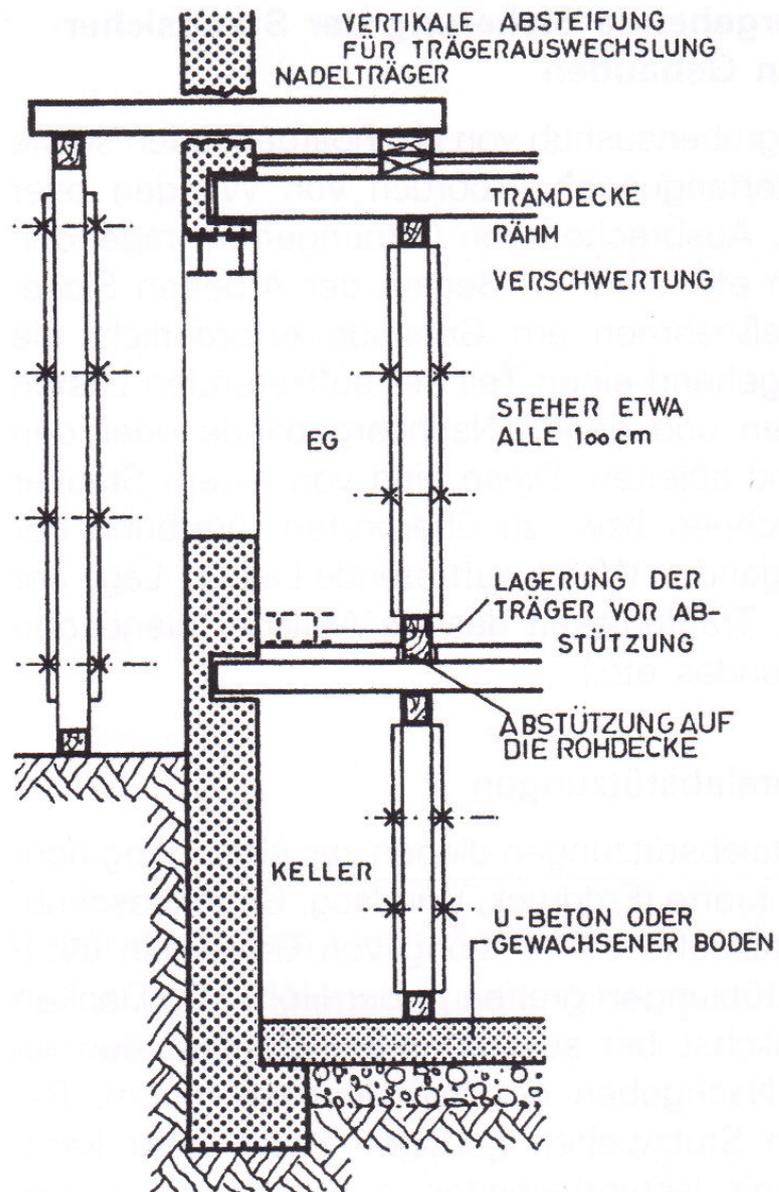


Abbildung 9.5: Abstützung durch das Gebäude bis zum tragfähigen Untergrund geführt; aus [Ric03]

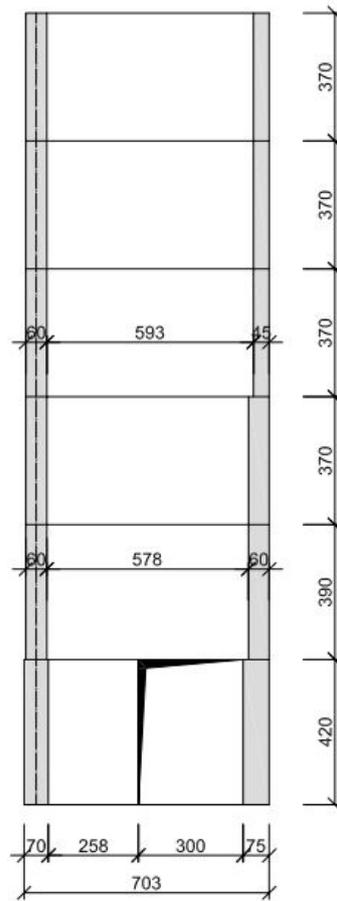


Abbildung 9.7: Ansicht der Wand W7 mit Abmessungen und Lage des später untersuchten Durchbruchs

9.2.2 Materialeigenschaften, Lastannahmen

Für das Mauerwerk des Beispielgebäudes werden folgende Annahmen getroffen:

Tabelle 9.1: Materialannahmen

Mörteldruckfestigkeit	f_m	1,00	N/mm ²	
Steindruckfestigkeit	f_b	21,25	N/mm ²	
charakt. Mauerwerksdruckfestigk.	f_k	3,50	N/mm ²	vgl.3.2.2
charakt. Haftscherfestigk.	f_{vk0}	0,10	N/mm ²	
Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1,67		$2/3 \times 2,50$
Bemessungsw. der MW-Druckfestigk.	f_d	2,096	N/mm ²	
Bemessungsw. der Haftscherfestigk.	f_{vd0}	0,06	N/mm ²	

Tabelle 9.2: Lastaufstellung

Ständige Lasten auf Decke	g_k
Tramdecken über EG bis Decke über 3.OG	2,30 kN/m ²
Doppelbaumdecke über 4.OG	3,50 kN/m ²
Dach (auf Horizontale)	0,70 kN/m ²
Veränderliche Lasten auf Decke	q_k
Decke über EG bis Decke über 3.OG	2,00 kN/m ²
Decke über 4.OG	1,00 kN/m ²
Eigengewicht der Wände	g_k
Dicke = 15 cm	3,10 kN/m ²
Dicke = 30 cm	5,80 kN/m ²
Dicke = 45 cm	8,50 kN/m ²
Dicke = 60 cm	11,20 kN/m ²

In Tabelle 9.3 ist eine Zusammenstellung der Eingenlasten des Mauerwerks zur Ermittlung der Stockwerksmassen zu finden. (Anm. Die Wandlängen wurden zur einfacheren Berechnung für alle Stockwerke gleich lang jenen aus dem 3.Obergeschoss angenommen.)

Ausgehend von dieser können die seismischen Massen je Stockwerk nach Glg. (3.2) mit dem Kombinationsbeiwert für Nutzlasten $\psi_2 = 0,30$ ermittelt werden.

Für das 3.OG ergibt sich z.B.: $3.573kN + (21,95 \times 13,35) \cdot (2,30 + 0,30 \cdot 2,0) = 4.422kN$

Die seismische Masse für das Gesamtgebäude ergibt sich schließlich

zu $24.882 kN \hat{=} 2.488.200 kg$. (vgl. [Arc08])

Tabelle 9.3: Massenzusammenstellung

Wand	L	DG- Höhe 3,75m				4.OG- Höhe 3,70m				3.OG- Höhe 3,70m			
		d	g	f	[kN]	d	g	f	[kN]	d	g	f	[kN]
Giebelwand	26,70	30	5,80	0	580,7	30	5,80	0	573,0	30	5,80	0	573,0
Stiegenhaus	17,60	45	8,50	0	561,0	45	8,50	0	553,5	45	8,50	0	553,5
Mittelwand	21,35	60	11,20	0	896,7	60	11,20	0	884,7	60	11,20	0	884,7
Aussenwand	39,90	45	8,50	0	508,7*	45	8,50	0,2	966,1	45	8,50	0,2	966,1
Zwischenw.	52,00	15	0,00	0	0,000	15	3,10	0	596,4	15	3,10	0	596,4
Summe					2547,1				3573,8				3573,8

Wand	L	2.OG- Höhe 3,70m				1.OG- Höhe 3,90m				EG- Höhe 4,20m			
		d	g	f	[kN]	d	g	f	[kN]	d	g	f	[kN]
Giebelwand	26,70	30	5,80	0	573,0	30	5,80	0	604,0	30	5,80	0	650,4
Stiegenhaus	17,60	45	8,50	0	553,5	45	8,50	0	583,4	45	8,50	0	628,3
Mittelwand	21,35	60	11,20	0	884,7	60	11,20	0	932,6	70	13,90	0	1246,4
Aussenwand	39,90	60	11,20	0,2	1273,0	60	11,20	0,2	1341,9	75	13,90	0,2	1793,4
Zwischenw.	52,00	15	3,10	0	596,4	15	3,10	0	628,7	15	3,10	0	677,0
Summe					3880,7				4090,5				4995,6

* für Aussenwand im DG wird eine Höhe von 1,50 m angesetzt

L...Gesamtlänge in [m]; d...Wanddicke in [cm]; g...Eigengewicht Wand in [kN/m²];

f...Durchbruchanteil

9.2.3 Ermittlung der Erdbebenkraft

Ausgehend von den untenstehenden Angaben und der damit ermittelten Spektralbeschleunigung $S_d(T)$ (vgl. EN 1998-1 3.2.2.5 Glg. (3.14)) ergibt sich die Gesamterdbebenkraft zu:

$$\begin{aligned}
 S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot 2,5/q \quad (\dots\text{vereinfachend am oberen Plateau angenommen}) \\
 F_b &= S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \\
 &= 3.383,91 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{9.1}$$

mit

λ	– 0,85	Korrekturbeiwert
a_g	– 0,8 m/sec ²	Horizontale Bodenbeschleunigung
m	– 2.488.166 kg	Masse
q	– 1,50	Verhaltensbeiwert Mauerwerk
S	– 1,2	Bodenparameter

Für die folgenden Untersuchungen wird die Wand W7 (lt. Abbildung 9.6) im Erdgeschoss herangezogen:

- Länge der Wand: $l = 5,58 \text{ m}$
- Breite d. Wand: $t = 0,15 \text{ m}$
- Schubfläche inkl. der angrenzenden Mittel- und Aussenwand:
 $0,70+5,58+0,75 = 7,03 \text{ m} \rightarrow A_W = 1,05 \text{ m}^2$

Da es sich dabei um eine Zwischenwand handelt wird die ihr zufallende Erdbebenkraft durch die anteilige Fläche bestimmt.

Die Einflussfläche der Wand W7 weist eine Breite von 4,30 m und eine Länge von $13,35/2=6,675 \text{ m}$ auf. Bezogen auf die Gesamtgeschossfläche von $21,95 \times 13,35 = 293 \text{ m}^2$ entfallen somit 9,8% der Erdbebenkraft auf die betreffende Wand. Die Gesamterdbebenkraft wird wie in Abschnitt 3.4 dargestellt durch die Beziehung $F_i = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$ auf die einzelnen Stockwerke verteilt. In der folgenden Tabelle 9.4 sind die Geschosskräfte sowie die in den jeweiligen Geschossen auf die Wand W7 entfallenden Kräfte zusammengestellt. Des weiteren wurden darin auch die Schnittkräfte am Ersatzstab angegeben.

Die von einer Zwischenwand W7 maximal aufnehmbare Querkraft wurde gemäß Glg. 6.1 wie folgt abgeschätzt:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= f_{vk0}/\gamma_M \cdot l \cdot t \\ &= 0,06 \cdot 7,03 \cdot 0,15 = 62,8 \text{ kN} \end{aligned} \tag{9.2}$$

In der Erdgeschossfuge der Wand W7 tritt somit eine maximale Querkraft von $3383,91 \times 0,098 = 324,86 \text{ kN}$ auf. Bei einer maximal aufnehmbaren Querkraft von 62,8 kN weist die Wand also nur eine Kapazität κ von 19,3% auf.

Tabelle 9.4: Zusammenstellung Einwirkung auf Wand W7

Geschoss	Höhe	F_{ges}	f	F_{W7}	z	M	N	κ	κF_{W7}	κM
4	3,7	1254	0,096	120,38	19,2	2311,37	67,9	0,193	23,23	446,09
3	3,7	792	0,096	76,03	15,5	1178,50	67,9	0,193	14,67	227,45
2	3,7	624	0,096	59,90	11,8	706,87	67,9	0,193	11,56	136,43
1	3,9	453	0,096	43,49	8,1	352,25	71,57	0,193	8,39	67,98
EG	4,2	262	0,096	25,15	4,2	105,64	77,08	0,193	4,85	20,39
Σ	19,2	3385		324,96		4654,63	352,35		62,72	898,34

9.3 Bemessung von Wanddurchbrüchen- Varianten

Im Folgenden soll in der Beispielwand W7 im Erdgeschoss eine geschosshohe Öffnung mit einer Breite von 3,00 m hergestellt werden (vgl. Abbildung 9.7). Die Auswechslung wird durch Stahlrahmen ausgeführt.

Im Merkblatt Statische Vorbemessung wird gefordert, dass durch die unmaßgebliche Änderung die Sicherheit des Gebäudes nicht verschlechtert werden darf. Das heißt, dass die durch das Einfügen des Wanddurchbruches in die aussteifende Zwischenwand W7 entstehende Schwächung durch geeignete Maßnahmen kompensiert werden muss. Dafür gibt es grundsätzlich zwei Herangehensweisen:

Zum einen ist es möglich, den entfallenden Mauerwerksteil 1:1 in seiner Schubsteifigkeit durch einen Ersatzrahmen zu ersetzen. Maßgeblich für die Dimensionierung ist in diesem Falle nur die Schubsteifigkeit der zu ersetzenden Wand- Auf eine Wechselwirkung zwischen Rahmen und Scheibe und einer damit einhergehenden Veränderung der Kräfteverteilung wird nicht Rücksicht genommen. Um eben diese Änderung im Tragverhalten zu berücksichtigen, wäre es demnach sinnvoller, den Ersatzrahmen in Abhängigkeit von den dadurch tatsächlich auf die Wandscheibe entfallenden Kräfte zu dimensionieren.

In den folgenden Abschnitten werden diese beiden Varianten der Bemessung dargestellt. Noch einmal kurz zusammengefasst unterscheiden sich diese in:

- 1:1 Ersatz der Schubsteifigkeit: Abschnitt (9.4)
- Bemessung entsprechend der aus der gemeinsamen Tragwirkung von Rahmen und Scheibe tatsächlich auftretenden Kräfte in der Wandscheibe: Abschnitte (9.5)ff.

9.4 1:1 Ersatz der Schubsteifigkeit

Durch das Entfernen eines Wandstücks von 3,00 m wird die Querkrafttragfähigkeit um

$$\frac{f_{vk0}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l = \frac{0,10}{1,67} \cdot 0,15 \cdot 3,00 = 27 \text{ kN} \quad (9.3)$$

verringert.

Diese horizontale Einwirkung wird dem Ersatzrahmen zugeteilt. In Glg. (9.3) wurde aufgrund der Schlankheit der Zwischenwand der Normalkraftanteil nicht berücksichtigt.

Vertikale Einwirkung:

Der Abfangungsträger wird durch den sich darüber ausbildenden Druckbogen nur durch das Belastungsdreieck belastet.

Es wird nur das Eigengewicht der Wand angesetzt. Bei einer Höhe des Belastungsdreiecks von $1,5 \cdot \tan 60 = 2,598 \text{ m}$ ergibt sich an der Spitze eine Last von:

$$g_k = g_{k,Wand\ 15cm} \cdot h = 3,10 \cdot 2,598 = 8,05 \text{ kN/m} \quad (9.4)$$

Bemessungsfall ULS- Erdbeben: Entsprechend den Regeln für die Lastfallkombinationen für die Bemessungssituation Erdbeben werden die charakteristischen Werte für die Erdbebenkraft ($H_{Ed} = 27 \text{ kN}$) und Eigengewicht (Stahl + Mauerwerkslast aus Belastungsdreieck) angesetzt. Die daraus folgenden Schnittgrößen sind in Abbildung 9.8 ersichtlich:

Als Material wird gewählt:

Baustahl	S235
Profil	IPE 300
Wy	557 cm ³
A	53,8 cm ²

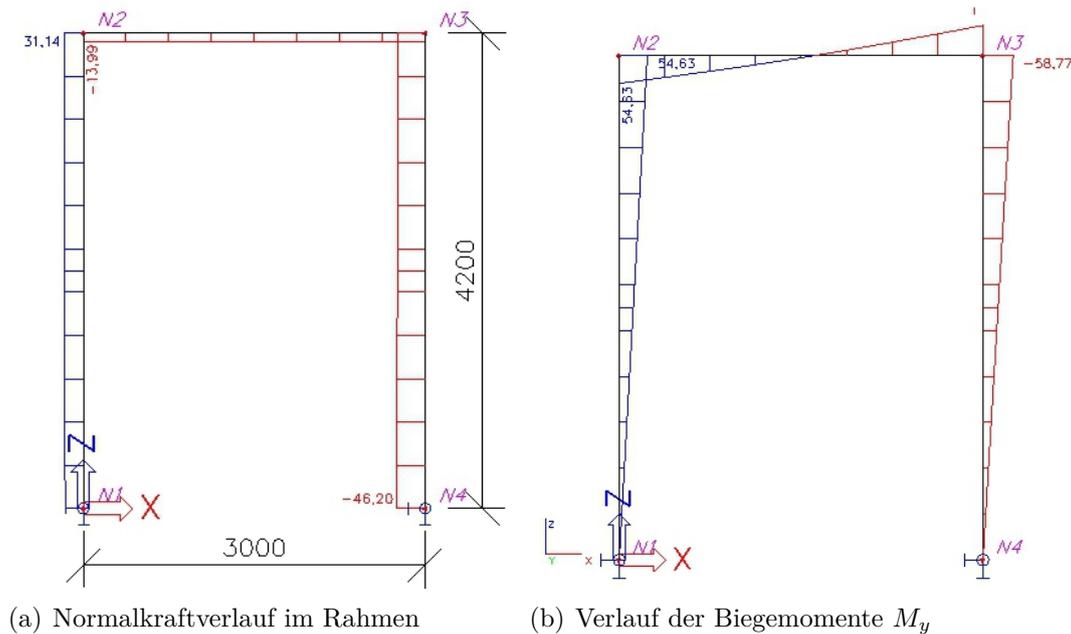


Abbildung 9.8: Rahmen mit Belastung und Ergebnisverlauf für M_y und N aus SCIA eingefügt

Wie in Abbildung 9.8 ersichtlich treten im Knoten N3 die maßgeblichen Bemessungsschnittgrößen auf. Der Spannungsnachweis im betreffenden Knoten ergibt:

$$-\frac{5877}{557} - \frac{46,20}{53,8} = -11,38 \text{ kN/cm}^2 \cong -113,8 \text{ N/mm}^2 \leq 235,0 \quad \checkmark \quad (9.5)$$

Nach EN 1998-1 4.4.3.2 ist eine Kontrolle auf Schadensbegrenzung durchzuführen (vgl. Abschnitt 3.4.2). Es gilt:

$$d_r \cdot n \leq 0,005 \cdot h = 21 \text{ mm} \quad (9.6)$$

mit $h=4,20$ und $n=0,50$ sowie

$$d_r \hat{=} d_s = q \cdot d_e \quad (9.7)$$

Die Stockwerksverschiebung nach elastischer Berechnung ergibt sich im oben angegebenen System nach Berechnung im Programm Scia.Engineer zu

$$d_e = w = 27,5 \text{ mm} \quad (9.8)$$

$$27,5 \cdot 1,50 \cdot 0,5 = 20,62 \text{ mm} \leq 21 \text{ mm} \quad \checkmark \quad (9.9)$$

Bemessungsfall ULS- Grundkombination: Daneben ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit auch die Einwirkung zufolge Grundkombination zu untersuchen. Die Belastung setzt sich dabei aber nur aus dem Eigengewicht des Stahlrahmens und des Mauerwerks im Belastungsdreieck zusammen. Für das oben angegebene Profil IPE 300 ist dieser Lastfall nicht maßgeblich.

Bemessungsfall SLS: Ebenso ist der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Im Merkblatt der MA 37S [MSt08] wird gefordert, dass die Durchbiegung von nachträglich eingebauten Unterfangungsträgern nicht mehr als 1/500 der Stützweite betragen darf.

Bei der Berechnung in SCIA wird unter charakteristischer Einwirkungskombination eine Durchbiegung des Unterfangungsträgers in Feldmitte von $w = 0,30 \text{ mm}$ ermittelt.

$$\delta \leq \frac{L}{500} = \frac{3000}{500} = 6,00 \text{ mm} \quad (9.10)$$

$$w = 0,30 \text{ mm} \leq \frac{L}{500} = 6,00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Fazit: Problematisch an dieser Art der Betrachtung ist vor allem die fehlende Berücksichtigung des Verformungsverhaltens zwischen verbleibender Mauerwerksscheibe und Rahmen. So weist der Ersatzrahmen wie oben gezeigt bei einer ihm zugeordneten Belastung von 27 kN eine Verformung von 21 mm auf- das viel steifere System der ersetzten Scheibe jedoch 0,59 mm. Das lässt die Frage aufwerfen, ob auf den Rahmen tatsächlich der angenommene Anteil an der Horizontallast entfällt.

9.5 Bemessung entsprechend der gemeinsamen Tragwirkung von Rahmen und Scheibe

Wie eingangs in Abschnitt 9.3 dargestellt, soll nun die Bemessung des Wandersatzes, entsprechend den durch das Zusammenwirken von Rahmen und Scheibe tatsächlich in der verbleibenden Wandscheibe (in der Folge als „Restwandscheibe“ bezeichnet) auftretenden Belastungen, durchgeführt werden.

Für die Bemessung kann es hilfreich sein, die möglichen Extrema zu betrachten. Ein solcher Extremfall wäre etwa, wenn bei einem Wandersatz im Erdgeschoss keinerlei Auflasten aus den Obergeschossen auftreten würden. Durch die fehlende Fähigkeit von unbewehrtem Mauerwerk Zugkräfte zu übertragen, wird die Scheibe im Zugbereich abheben. In der Realität wird dies aber nicht passieren, da zumindest das Eigengewicht aus den oberen Geschossen dagegenwirkt. Der andere Extremfall wäre demnach, wenn die Vertikalverformung der Scheibe behindert wird. Es werden im Anschluss also zunächst folgende zwei Extremfälle abgebildet und diskutiert:

- Extremfall: Keine Auflast aus den Obergeschossen
- Extremfall: Vertikalverschiebung behindert

Nach Betrachtung dieser beiden Grenzfälle wird konkret das eingangs angegebene Beispiel eines Gründerzeithauses mit fünf Obergeschossen behandelt.

9.6 Extremfall: Wandscheibe ohne Auflast

9.6.1 Lineare Berechnung

Die Steifigkeitseigenschaften des kombinierten Systems aus Rahmen und Scheibe (siehe Abbildung 9.9) sollen im ersten Schritt durch eine lineare Berechnung betrachtet werden. Dabei werden ein geschlossener Rahmen und die Scheibe durch steifigkeitsäquivalente Federn modelliert und zur Abbildung der gemeinsamen Tragwirkung in Serie geschaltet. Eine schubfeste Verbindung zwischen Rahmen und Scheibe soll zunächst außer Acht gelassen werden. (statisches System also wie in Abbildung 9.10(a) dargestellt). Im Gegensatz zum Abschnitt zuvor wird hier von vornherein ein geschlossener Rahmen (größere Steifigkeit) für die Untersuchung herangezogen.

Rahmen-Scheibe ohne Schubkraftübertragung

Zunächst wird die horizontale Steifigkeit des geschlossenen Rahmen (geometrische Abmessungen wie im obigen Beispiel genauso wie die Profile für Riegel und Stiel aus IPE-300 gleichgeblieben), wie in Abschnitt 4.2.3 gezeigt, berechnet:

($\ell = 3,00 \text{ m}$; $h = 4,20 \text{ m}$)

$$c_2 = \text{Glg. (4.11)} = 3,317 \text{ MN/m}$$

mit

$$\begin{aligned} k_s &= \frac{1}{4,20} \cdot 8360 \cdot \frac{2}{100^4} = 0,00004 \\ k_{r1} &= k_{r2} = \frac{1}{3,00} \cdot \frac{8360}{100^4} = 0,000028 \\ \alpha_1 &= 1 \end{aligned}$$

Die (Schub-)Länge der Restwandscheibe beträgt unter Berücksichtigung der Breite der Mittelwand: $\ell = 0,70 + 5,58 - 3,00 = 3,28$ m

Damit ergibt sich die Steifigkeit dieser zu:

$$c_1 = \text{Glg. (4.5)} = 22,63 \text{ MN/m} \quad (9.11)$$

mit

$$\begin{aligned} h &= 4,20 \text{ m} \\ E &= 3500 \cdot 0,50 = 1750 \text{ N/mm}^2 \\ &\text{Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung aus Rissbildung im Mau-} \\ &\text{erwerk durch halben E-Modul!} \Rightarrow E_{MWK} \cdot 0,5 \\ G &= 0,40 \cdot E \\ A &= 3,28 \cdot 0,15 = 0,492 \text{ m}^2 \\ I &= 3,28^3 \cdot 0,15/12 = 0,441 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Bei in Serie geschalteten Federsystemen ergibt sich die Gesamtfedersteifigkeit als Summe der Einzelfedern:

$$c_{ges} = c_1 + c_2 = 22,63 + 3,317 = 25,947 \text{ MN/m} \quad (9.12)$$

Die anteiligen Federkräfte ergeben sich zu:

$$F_1 = 62,7 \cdot \frac{22,63}{25,947} = 54,68 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Anteil : } 87,2\% \quad (9.13)$$

$$F_2 = 62,7 \cdot \frac{3,317}{25,947} = 8,015 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Anteil : } 12,8\% \quad (9.14)$$

Die Gesamtverformung w ergibt sich zu:

$$w = \frac{F}{c} = \frac{0,0627}{25,947} = 0,002416 \text{ m} \hat{=} 2,416 \text{ mm} \quad (9.15)$$

Wie man anhand der Ergebnisse sieht, zieht die Scheibe bei linearer Betrachtung rechnerisch den größten Teil der Querkräfte an. Da bei Zwischenwänden der Normalkraftanteil an der Querkrafttragfähigkeit nicht berücksichtigt wird ergibt sich diese zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= 3,28 \cdot 0,1/1,67 \cdot 0,15 = 0,02946 \text{ MN} \\ &\hat{=} 29,46 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 54,68 \text{ kN} \quad (\mathbf{x}) \end{aligned} \quad (9.16)$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit könnte somit nicht erfüllt werden.

Rahmen-Scheibe mit Schubkraftübertragung

In einem nächsten Schritt ist es möglich Rahmen und Scheibe in einer linearen Berechnung schubfest zu verbinden. Im Rahmen der Diplomarbeit wurde zunächst versucht mit Hilfe von Excel eine Berechnung dieses Falles (bzw. über die gesamte Gebäudehöhe wie in Abschnitt 9.8 dargelegt) durchzuführen. Leider konnte dies nicht realisiert werden. Deswegen sollen diese Betrachtungen nun mittels einer Finite-Elemente-Berechnung mit dem Programm „Scia Engineer 2010.1“ durchgeführt werden. Das System, die Belastung sowie die Ergebnisse sind in Abbildung 9.9 wiedergegeben.

Wie man anhand der Ergebnisse in Abbildung 9.9 sehen kann, wird der Einfluss der Scheibe noch weiter verstärkt. Erklären lässt sich dies durch die Verformungen des Rahmenstiels. Der Feldbereich des Stiels verformt sich etwas stärker als der Eckbereich welcher ja am Riegel eingespannt ist. Die benachbarte Scheibe als „Biegebalken“ verformt sich in diesem Bereich geringer und zieht dadurch entsprechend weitere Spannungen an. Durch Aufsummation der Spannungen in verschiedenen Schnitten kann das Programm die Resultierenden darstellen. Wie man sieht, wird eine maximale Querkrafteinwirkung von 59,31 kN in der Scheibe ermittelt. Da in einem solchen System anscheinend die Kräfte noch stärker von der Scheibe angezogen werden, verringert sich auch die Verformung entsprechend stark. Natürlich wird auch in diesem Fall die Querkrafttragfähigkeit überschritten.

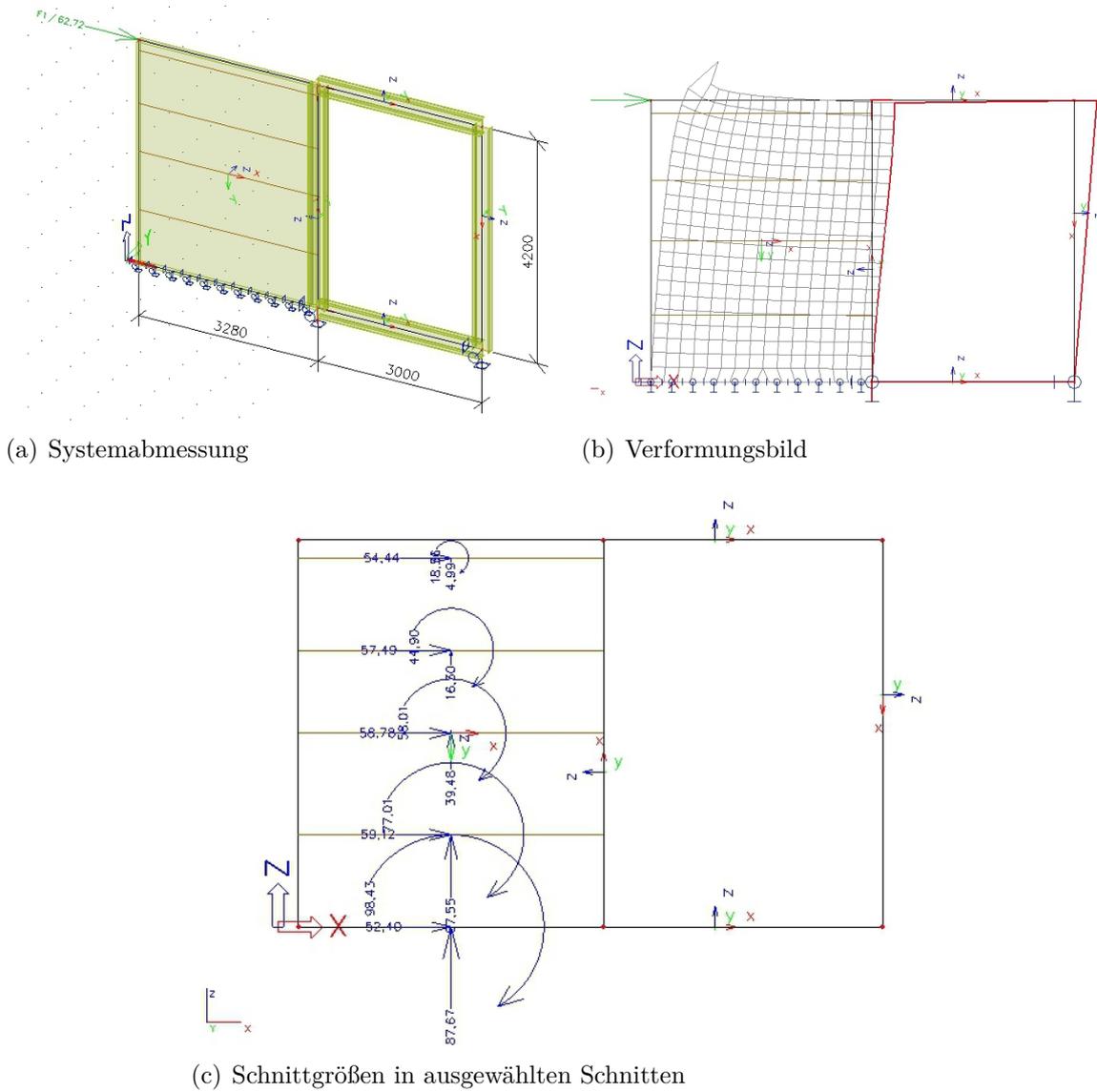


Abbildung 9.9: Lineares Modell von Rahmen und Scheibe mit Schubkraftübertragung

9.6.2 Nichtlineare Berechnung

Aufgrund des Materialverhaltens scheint es aber nicht sinnvoll die Einwirkungen wie oben in Abschnitt 9.6.1 angegeben zu ermitteln- die Tatsache, dass Mauerwerksscheiben keine Zugkräfte aufnehmen können wird dabei nicht berücksichtigt. Bei FEM-Berechnungen muss dementsprechend eine nichtlineare Berechnung durchgeführt werden. Dies mit der Vorgabe, dass sich im 2D-Element „Scheibe“ nur Druckspannungen ausbilden können sowie das Linienauflager der Scheibe nur bei Druck als starr in Z-Richtung angenommen wird (um auch eine klaffende Fuge zu ermöglichen). Für den Elastizitätsmodul wird der Wert für ungerissene Querschnitte angesetzt- durch einen iterativen Rechenverlauf reduziert der Solver des Programms die Steifigkeit der sich unter Zug befindenden Elemente solange, bis diese aus der Berechnung ausgeschlossen sind. Durch die entstehenden Spannungsumlagerungen wird dieser iterative Prozess solange durchgeführt bis schließlich Gleichgewicht erreicht wird. [Sci]

Rahmen-Scheibe ohne Schubkraftübertragung

Zuerst soll das kombinierte System aus Rahmen und Scheibe wieder als nicht schubfest miteinander verbunden angesehen werden. Die Verbindung erfolgt mit einem gewichtslosen Pendelstab mit einer Dehnsteifigkeit $EA = \infty$ (Abbildung 9.10(a)).

Im Folgenden kann die in Scia ermittelte Kräfteaufteilung, wie sie in Abbildung 9.10(c) dargestellt ist, relativ einfach nachempfunden werden. Da, wie hier angenommen wurde, die Auflast aus den Obergeschossen fehlt, wird das Kriterium „Kippen“ bei der Restwandscheibe maßgebend. Zunächst einmal ohne Berücksichtigung der maximalen Druckfestigkeit ergibt sich:

Die Scheibe hat bei einer Wichte von $\gamma = 20,67 \text{ kN/m}^3$ ein Eigengewicht von:

$$N = \ell \cdot b \cdot h \cdot \gamma = 3,28 \cdot 0,15 \cdot 4,20 \cdot 20,667 = 42,71 \text{ kN} \quad (9.17)$$

Die geometrisch maximale Exzentrizität beträgt

$$e_{max} = 3,28/2 = 1,64 \text{ m}$$

Die maximale Kraft F_1 im Grenzzustand „Kippen“ durch Momentengleichgewicht:

$$F_1 \cdot 4,20 - N \cdot 1,64 = 0 \Rightarrow F = \frac{42,7 \cdot 1,64}{4,20} = 16,67 \text{ kN} \quad (9.18)$$

Entsprechend entfällt auf den Rahmen eine Belastung von:

$$V_{Ed} - F_1 = 62,72 - 16,67 = 46,05 \text{ kN} \quad (9.19)$$

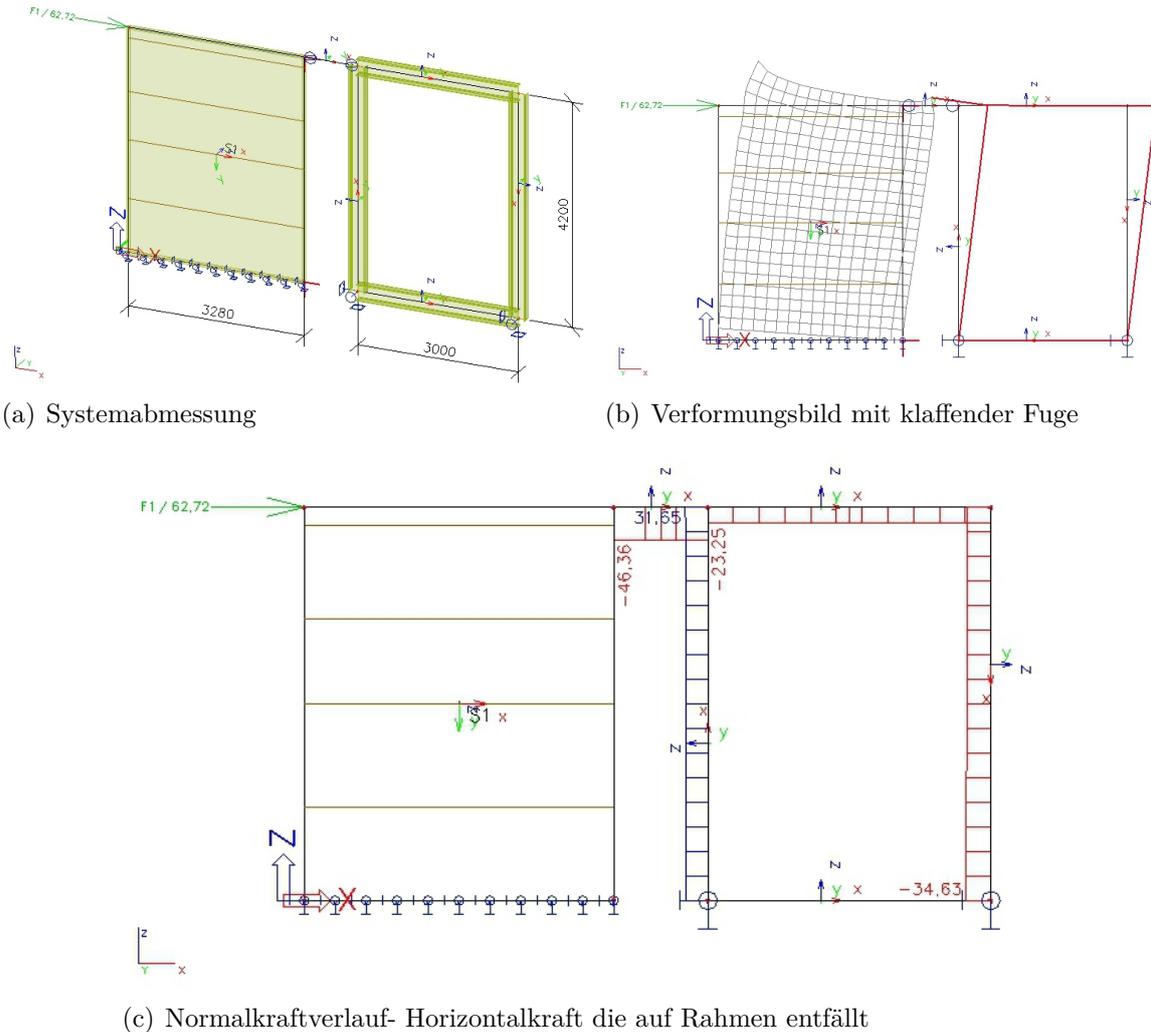


Abbildung 9.10: Nichtlineares Modell von Rahmen und Scheibe ohne Schubkraftübertragung

Wie in Abbildung 9.10(c) zu sehen ist, entspricht der in Glg. (9.19) ermittelte Wert recht genau jenem in Scia errechneten. Die Verformung am Wandkopf wird im gegenständlichen Falle zu 14,1 mm ermittelt. In Abbildung 9.10(b) ist daneben das sich aus der fehlenden Auflast ergebende „Abheben“ der Scheibe zu sehen.

Berücksichtigt man aber die Druckfestigkeit des Mauerwerks, so verringert sich die maximal aufnehmbare Horizontalkraft. (Festigkeitseigenschaften wie in Tabelle 9.1):

$$f_d = 2,096 \text{ N/mm}^2 \quad (9.20)$$

$$n_{Ra} = \phi \cdot f_d \cdot t = 274,6 \text{ kN/m} \quad (9.21)$$

$$\text{mit } \phi = 1 - 2 \frac{e}{t} = 1 - 2 \frac{0,93}{15} = 0,876$$

$$e \text{ am Wandfuß: } e = e_{init} = \frac{h_{eff}}{450} = \frac{420}{450} = 0,933$$

bei rechteckförmiger Spannungsverteilung wird somit eine Aufstandsfläche ℓ_{erf} von

$$\ell_{erf} = \frac{N_{Ed}}{n_{Rd}} = \frac{0,0427}{0,2746} = 0,155 \text{ m} \quad (9.22)$$

benötigt.

Daraus ergibt sich eine geometrisch maximal mögliche Exzentrizität von:

$$e_{max} = 1,64 - 0,155/2 = 1,56 \text{ m} \quad (9.23)$$

und damit eine maximal aufnehmbare Horizontalkraft von:

$$F_{max} = \frac{1,56 \cdot 0,04271}{4,20} = 0,01586 \hat{=} 15,86 \text{ kN} \quad (9.24)$$

Betrachtet man die Restwandscheibe separat so ergibt sich nach Scia und einer nichtlinearen Berechnung bei einer Horizontalkraft von 15,86 kN eine Kopfverschiebung von 8,0 mm. Unter der Bedingung, dass die Kopfverschiebung von Rahmen und Scheibe gleich sein müssen und bei einer horizontalen Steifigkeit des verwendeten Rahmens von $c = 3,317 \text{ MN/m}$ (Glg. (9.11)) ergibt sich eine Horizontalkraft im Rahmen von:

$$F = c \cdot w = 3,317 \cdot 0,008 = 0,026536 \text{ MN} \hat{=} 26,53 \text{ kN} \quad (9.25)$$

Das heißt ohne Überschreitung der Druckfestigkeit in der Scheibe kann höchstens eine Horizontalkraft von:

$$H_{Ed} = 26,53 + 15,86 = 42,39 \text{ kN} \quad (9.26)$$

aufgenommen werden.

Bei einer weiteren Belastung wird sich die Exzentrizität weiter zur Scheibenkante hin verschieben sowie sich auch die Spannungen erhöhen. Die theoretisch maximal von der Scheibe aufnehmbare Kraft ist wie oben gezeigt von der maximalen Exzentrizität begrenzt. Bei größeren Horizontallasten werden diese direkt zum Rahmen durchgeleitet, der sich natürlich weiter verformt. Die Scheibe würde sich durch die Verbindung am Kopf theoretisch weiter „aufdrehen“ (in Abbildung 9.10(b) angedeutet), was wiederum an der unteren Scheibenecke zu Beschädigungen führt und speziell im Hinblick auf die zyklischen Lasten weitere negative Folgen hätte.

Rahmen-Scheibe mit Schubkraftübertragung

Im Folgenden soll der Fall einer möglichen Schubkraftübertragung zwischen Rahmen und Scheibe betrachtet werden. Das berechnete System entspricht jenem wie in Abbil-

dung 9.9(a) bereits abgebildet wurde. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Abbildung 9.11 zu sehen. Da die Scheibe im Zugbereich des Verbundkörpers Rahmen-Scheibe liegt, aber keine Zugkräfte in das Auflager übertragen kann, sowie schubfest an den Rahmen gekoppelt ist und auch wieder keine Auflast aus den Obergeschossen angenommen wurde, wird die Scheibe „ausgehbt“ und beteiligt sich dementsprechend kaum an der Lastabtragung. Wie in Abbildung 9.11(c) zu sehen ist, kommt es im oberen Bereich des Anschlusses Rahmen/Scheibe zu Spannungskonzentrationen- dies ist wohl auf das „Durchleiten“ der Horizontalkraft zum Rahmen hin zu erklären.

Zyklische Einwirkungen- Wechsel der Belastungsrichtung

Bei Erdbebeneinwirkung kommt es entsprechend der Erdbebenwellen zu einer zyklischen, die Richtung wechselnde Belastung. Wird das System *ohne schubfeste Verbindung Rahmen-Scheibe* von rechts- und nicht wie zuvor immer von links- belastet, kommt es bei der Berechnung zu *keinen nennenswerten Veränderungen* der Ergebnisse. Dies verwundert natürlich nicht sonderlich, da ohne Auflast wieder der Fall „Kippen“ bzw. die Druckfestigkeit für die Scheibe maßgebend sind.

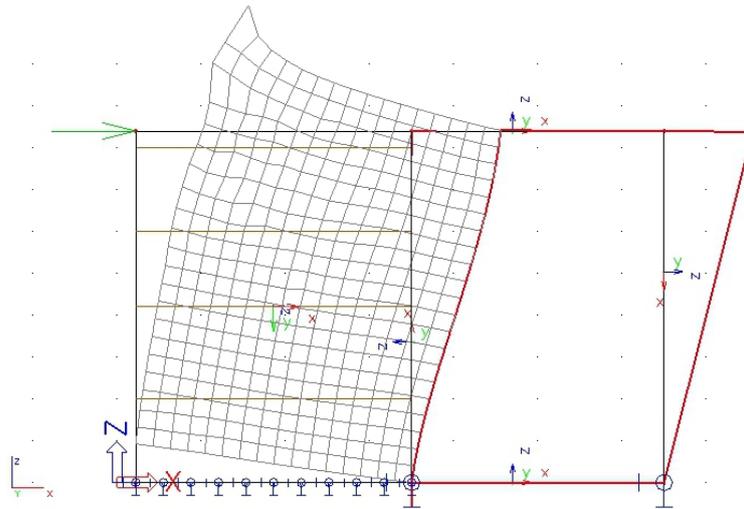
Die Bewertung der Laststellung „*Last von rechts*“ ist bei *schubfester Verbindung von Rahmen und Scheibe* schon etwas differenzierter. Die Ergebnisse dieser Betrachtung sind in Abbildung 9.12 dargestellt. Der Rahmen selbst übernimmt nun einen geringeren Teil der Horizontalkräfte- der größte Teil, also $\frac{60}{62,72} = 96\%$ werden von der Scheibe aufgenommen. Dies lässt sich vor allem durch das sich ausbildende sehr steife, facherkartige System erklären (vgl. Abbildung 9.13). Dem Mauerwerk fällt die Funktion der Druckdiagonale zu, während der linke Stiel des Stahlrahmens die auftretenden Zugkräfte aufnimmt und es somit zu keinem „Abheben“ kommt. Dementsprechend sind die auftretenden Verformungen sehr gering ($w_{Kopf} = 2 \text{ mm!}$) Wie man an den Ergebnissen sieht kann dieser Fall ohne Bedenken mit dem in Abschnitt 9.6.1 gezeigten linearen Federmodell abgeschätzt werden. Mit einer Querkrafteinwirkung von 60 kN wird aber die Querkrafttragfähigkeit der Scheibe wieder überschritten. Mit Hilfe der in Scia ermittelten Schnittgrößen kann man den Nachweis für die Mauerwerksdruckfestigkeit führen:

Mit $M = -104,94 \text{ kNm}$ und $N = 115,38 \text{ kN}$ am Wandfuß ergibt sich die Exzentrizität

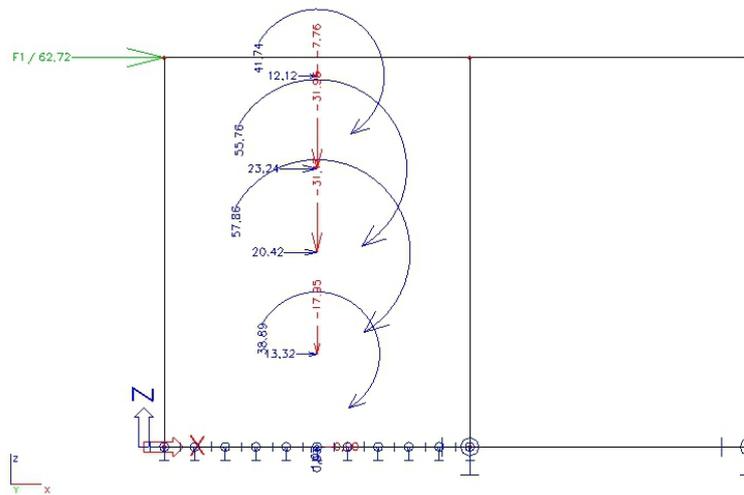
$$e = \frac{M}{N} = 0,9095 \text{ m} \quad (9.27)$$

bei einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung ergibt sich die Randspannung

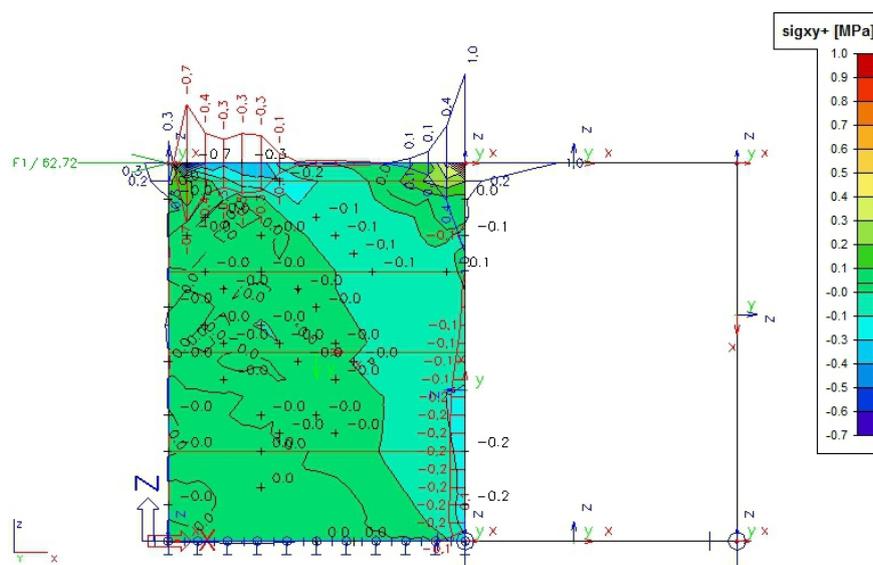
$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{2 \cdot N}{3 \cdot (\ell/2 - e) \cdot b} = \frac{2 \cdot 0,1153}{3 \cdot (3,28/2 - 0,9095) \cdot 0,15} = \\ &= 0,702 \text{ N/mm}^2 \leq f_d \cdot \phi = 1,836 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \end{aligned} \quad (9.28)$$



(a) Verformungsbild mit klaffender Fuge über gesamte Länge

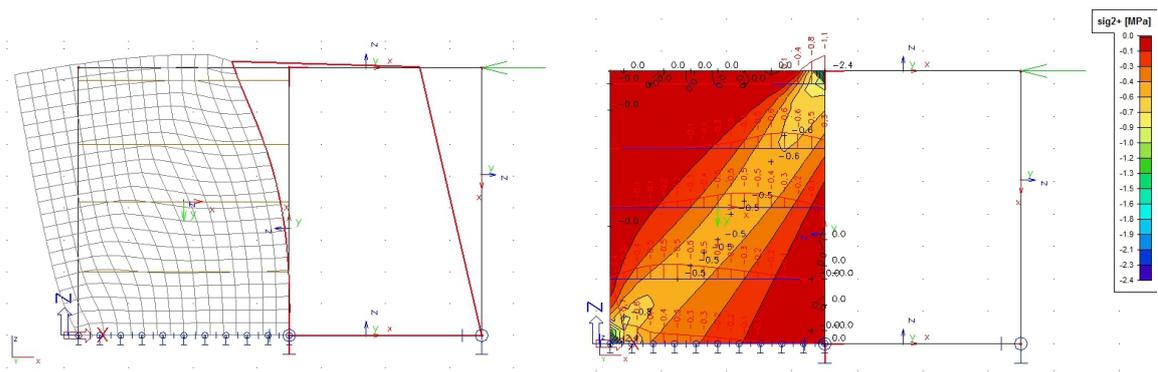


(b) Schnittgrößen der Scheibe in ausgewählten Schnitten

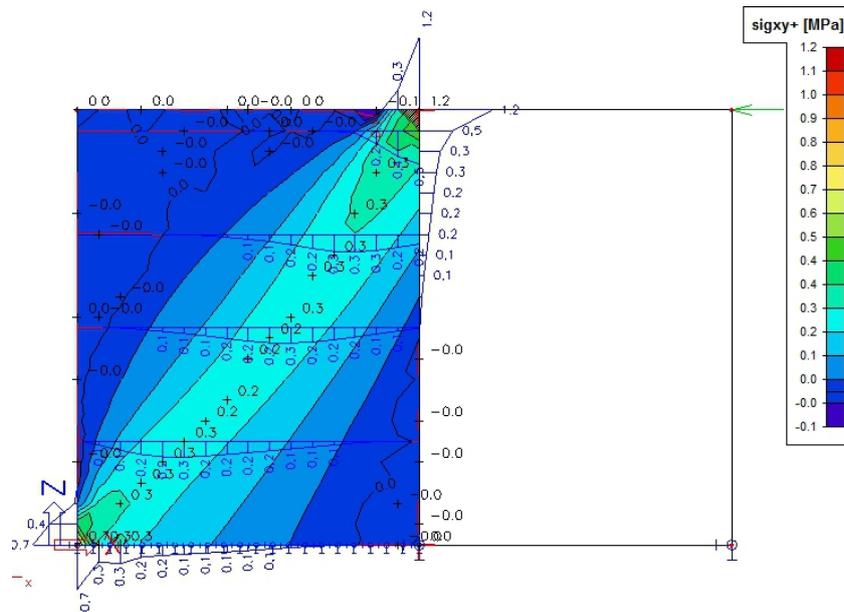


(c) Schubspannungsverlauf in der Scheibe bei Last v. links

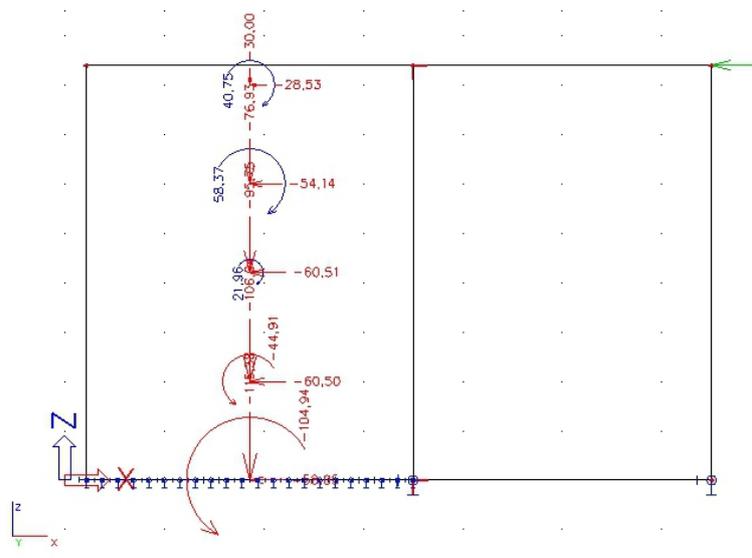
Abbildung 9.11: Nichtlineares Modell von Rahmen und Scheibe mit Schubkraftübertragung- Belastung v. links



(a) Verformungsbild durch Belastung von rechts (b) Verlauf der Hauptdruckspannung σ_2



(c) Schubspannungsverlauf der Scheibe



(d) Schnittgrößen in ausgewählten Schnitten- Querkräfte in Scheibe

Abbildung 9.12: Nichtlineares Modell von Rahmen und Scheibe mit Schubkraftübertragung- Belastung v. rechts

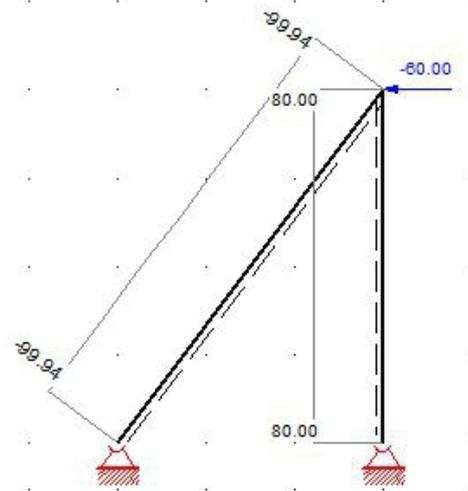


Abbildung 9.13: Vergleichsmodell

Untersuchung der ungestörten Scheibe

Um schließlich die untersuchten Fälle auch mit der Bestandssituation vergleichen zu können soll nun auch eine nichtlineare Berechnung der ungestörten Scheibe durchgeführt werden. Für die Scheibe wurde eine Schublänge

$$\ell = 0,70 + 5,58 + 0,75 = 7,03 \text{ m}$$

also unter Berücksichtigung der Breite von Aussen- und Mittelmauer angenommen. Die Schnitte für die Aufsummierung zu Schnittgrößen sind an den selben Stellen gewählt wie bei den Beispielen oben. Die Ergebnisse sind in Abbildung 9.14 zusammengestellt.

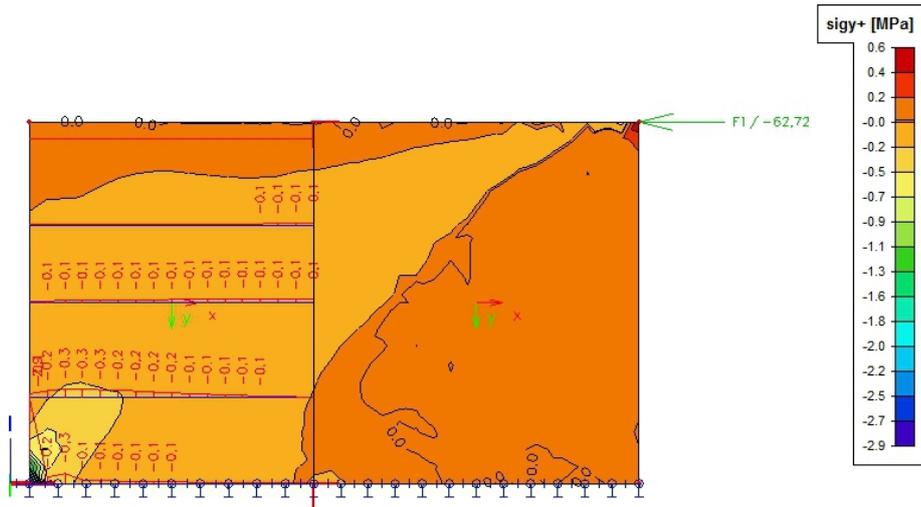
Der Vollständigkeit halber soll auch hier noch der Nachweis für die Druckspannung am Wandfuß geführt werden.

Mit $M_{Ed} = 62,72 \cdot 4,2 = 263 \text{ kNm}$ und $N_{Ed} = 7,03 \cdot 4,20 \cdot 0,15 \cdot 20,667 \text{ kN/m}^3 = 91,53 \text{ kN}$ folgt:

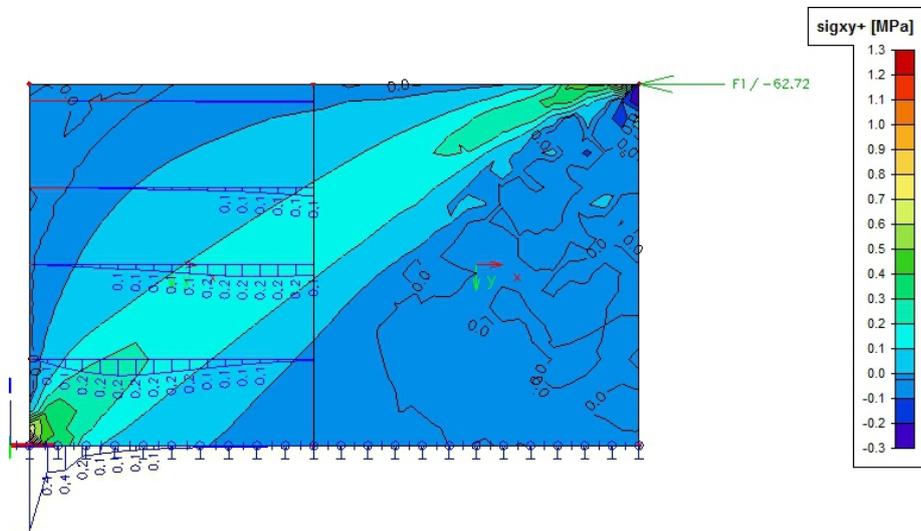
$$e = \frac{M}{N} = 2,878 \text{ m} \quad (9.29)$$

bei einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung ergibt sich die Randspannung

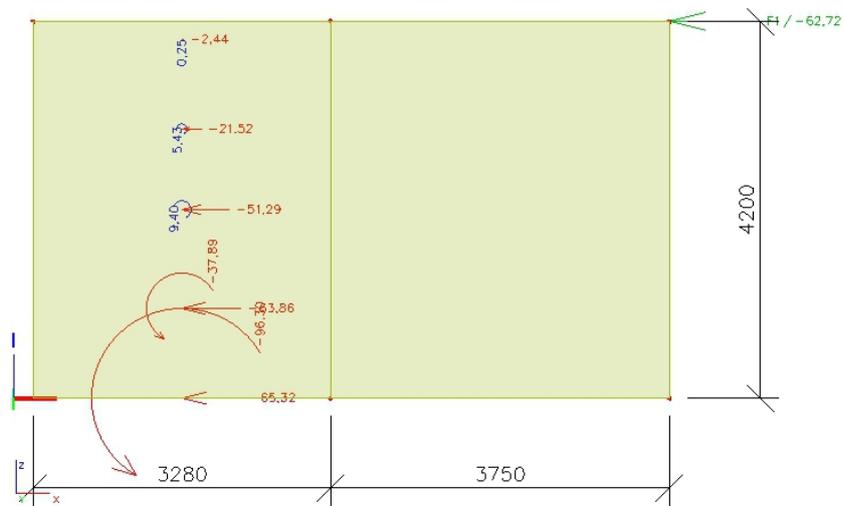
$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{2 \cdot N}{3 \cdot (\ell/2 - e) \cdot b} = \frac{2 \cdot 0,0915}{3 \cdot (7,03/2 - 2,878) \cdot 0,15} = \\ &= 0,60 \text{ N/mm}^2 \leq f_d \cdot \phi = 1,836 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \end{aligned} \quad (9.30)$$



(a) Spannung σ_y der ungestörten Scheibe



(b) Schubspannungsverlauf σ_{xy} der Scheibe



(c) Resultierende Schnittgrößen in ausgewählten Schnitten- Anmerkung:
N am Wandfuß=-85,85 kN

Abbildung 9.14: Nichtlineares Modell der ungestörten Wand bei Last v. links

9.6.3 Zusammenfassung der untersuchten Fälle

Um die behandelten Modelle vergleichen und bewerten zu können werden die Ergebnisse für den Extremfall ohne Auflast aus den Obergeschossen in Tabelle 9.5 kurz zusammengefasst. Dabei ist die Einwirkung $V_{Ed} = 62,72 \text{ kN}$, der Widerstand der Restscheibe wird zu $V_{Rd} = 29,46 \text{ kN}$ (vgl dazu Glg. (9.16)) angenommen.

Tabelle 9.5: Aufteilen der Horizontalkräfte auf Rahmen und Scheibe nach FEM-Berechnung für Extremfall OHNE AUFLAST aus Obergeschossen

System	V-Scheibe [kN]	Prozent	w-Kopf [mm]	V_{Ed}/V_{Rd}
Lineare Berechnung Last v.links = Last v.rechts				
Scheibe+Rahmen*	59,12	94,3%	1,2	200,7%
Scheibe-Rahmen**	55,54	88,6%	2,1	188,5%
Nichtlineare Berechnung- Last von links				
Scheibe+Rahmen	22,5	35,9%	13,8	76,4%
Scheibe-Rahmen	16,22	25,9%	14,2	55,1%
Nichtlineare Berechnung- Last von rechts				
Scheibe+Rahmen	60,5	96,5%	2	205,4%
Scheibe-Rahmen	16,22	25,9%	14	55,1%
1:1 Ersatz der Schubsteifigkeit nach Abschnitt 9.4				
Restwandscheibe allein	29,46	47,0%	27,5	100%
Ungestörte Wand $\ell = 7,03 \text{ m}$				
Lineare Berechnung	67,72	100%	0,56	100%
Nichtlineare Ber.	67,72	100%	5,0	100%

* Anm. Scheibe+Rahmen... Schubfeste Verbindung Rahmen u. Scheibe

** Anm. Scheibe-Rahmen... ohne schubfeste Verb. Rahmen u. Scheibe

Eine einfache Betrachtung des Tragverhaltens des zusammengesetzten Tragsystems von Rahmen/Scheibe durch lineare Zusammenhänge ist nicht zu empfehlen, da die Steifigkeitsänderungen in der Mauerwerksscheibe durch den auftretenden Zug nicht berücksichtigt und somit die Scheibe als viel zu steif eingeschätzt werden würde. Nach einer solchen Betrachtung würde sich dann nämlich der Rahmen gar nicht an der Horizontalkraftableitung beteiligen- was aber nicht so ist.

Dementsprechend muss auf eine adäquate Spannungsverteilung zurückgegriffen werden, was beim Einsatz von FEM-Programmen bedeutet, dass nichtlineare Module verwendet werden müssen. Bei der Betrachtung der *Einwirkung von links* übernimmt der Rahmen im Falle einer schubfesten Verbindung den Großteil der Horizontalkräfte, da die Scheibe auf der Zugseite liegt und ohne Auflast keine Kräfte in das Auflager leiten

kann. Aufgrund der Schubverbindung treten rechnerisch aber sehr wohl auch Querkräfte in der Scheibe auf. Die im FEM-Programm ermittelten Verformung und die in der Scheibe maximal auftretenden Schubkräfte unterscheiden sich nicht allzusehr von jenen ohne Schubübertragung. Beim *Modell ohne Schubübertragung* wird durch Erreichen der maximalen Druckspannungen am Wandfuß der Scheibe der Grenzwert der maximal aufnehmbaren Horizontalkraft bei 42,39 kN überschritten. Größere Horizontalkräfte können nicht mehr ohne Schädigung aufgenommen werden, was in der Computerberechnung nicht berücksichtigt wurde (oder zumindest in diesem Programm nicht werden kann). Die Kapazität der Wand hinsichtlich der Schubtragfähigkeit verringert sich so auf $(42,39/324,96) = 13\%$!

Bei *Last von rechts* kommt es ohne einer schubsteifen Verbindung von Rahmen und Scheibe zu den selben Ergebnissen wie bei „Last von links“. Der Unterschied bei einer Berücksichtigung der schubsteifen Verbindung liegt darin, dass nun die Scheibe in der Druckzone und der Stahlrahmen i.d. Zugzone liegt. Bei entsprechender Ausbildung der Verbindung entsteht so, auf Grund der im Vergleich zur Scheibe weicheren Verbindung der biegesteifen rechten Rahmenecke und dementsprechend geringeren Einfluss derselben, ein System wie in Abbildung 9.13 dargestellt. Trotz der konzentrierten Druckkrafteinleitung in die Scheibe lässt sich wie oben gezeigt der Nachweis für die Druckspannung führen. Die Überlegungen bei den Schubspannungen sind aber etwas problematischer: Einerseits liegen diese in etwa in der Größenordnung wie auch bei der ungestörten Scheibe- was nicht verwundert, da auch dort in der FEM-Berechnung in der Zugzone die Schubspannungen gleich 0 gesetzt werden. Dennoch, verfolgt man hier weiterhin, wie bei Zwischenwänden üblich, das Konzept, dass die Querkrafttragfähigkeit aus der Haftscherfestigkeit über die Mauerwerkslänge summiert ermittelt wird, so sind für die Restwandscheibe Verstärkungsmaßnahmen vorzusehen oder auf eine schubfeste Verbindung zu verzichten.

9.7 Extremfall: Vertikalverformung behindert

Aufgrund der fehlenden Auflast kommt es bei den im vorigen Abschnitt beschriebenen Modellen zu einem Abheben der Scheibe. In der Realität wird sich in einem Gebäude ein solcher Zustand aufgrund der Auflast aus den oberen Geschossen nicht einstellen- die Verformung würde zu einem gewissen Grad verhindert werden. Durch das gänzliche Verhindern der Vertikalverformung ergibt sich ein weiterer Extremfall, dessen Tragmechanismus am Einfachsten durch Einführen eines Auflagers an der Oberkante der Wandscheibe beschrieben werden kann. Zur Simulation einer „Einspannung“ in ein darüberliegendes Mauerwerk wird neben einer Verformung in z-Richtung auch die Verdrehung um die y-Achse gesperrt. Die Definition der Achsen ist z.B. in Abbildung 9.16(c) in der linken unteren Ecke ersichtlich. Die Ergebnisse der Betrachtung dieses Falles werden im Folgenden dargestellt.

9.7.1 Lineare Berechnung

Zunächst soll wieder anhand einer linearen Berechnung eine Scheibe mit schubfester Verbindung betrachtet werden. Dabei werden wieder die selben Angaben wie in den Abschnitten zuvor getroffen:

- Scheibe mit Länge 3,28 m; Breite 0,15 m; Höhe 4,20 m
- Für die lineare Berechnung wird der E-Modul des Mauerwerks mit dem Faktor 0,5 abgemindert um die Steifigkeitsänderung durch Rissbildung zu berücksichtigen:
 $E = 0,5 \cdot 3.500 = 1.750 \text{ N/mm}^2$
- Als Stahlprofil wird wieder ein IPE-300 verwendet; $E\text{-Modul} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Die Ergebnisse der Berechnung werden in Abbildung 9.16 dargestellt. Anhand der Druckspannungsverteilung in Abbildung 9.16(c) erkennt man deutlich die Bereiche in denen Zug- bzw. Druckspannungen entstehen. So wird deutlich, dass durch das nun eingefügte Auflager an der Oberkante nicht nur die Verformung nach oben verhindert wird (Druckspannungen in der rechten oberen Scheibenecke). Die Zugspannungen in der linken oberen Ecke zeigen, wie auch dort einer Verformung entgegengewirkt wird. Grob könnte man dieses Tragverhalten durch einen an beiden Enden eingespannten und oben horizontal verschieblichen Stab darstellen (siehe Abbildung 9.15).

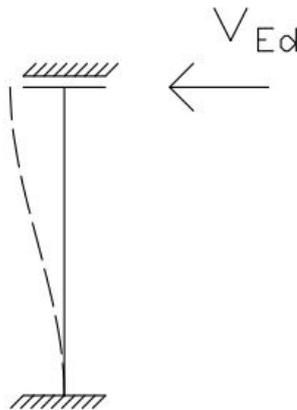
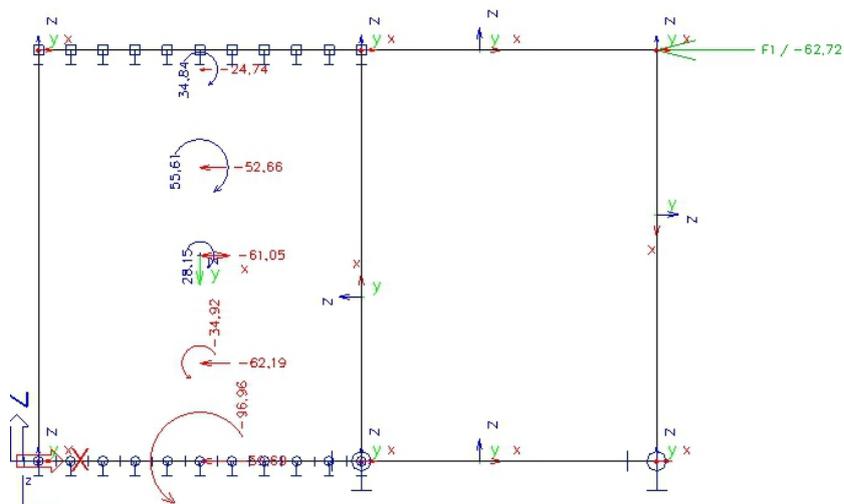
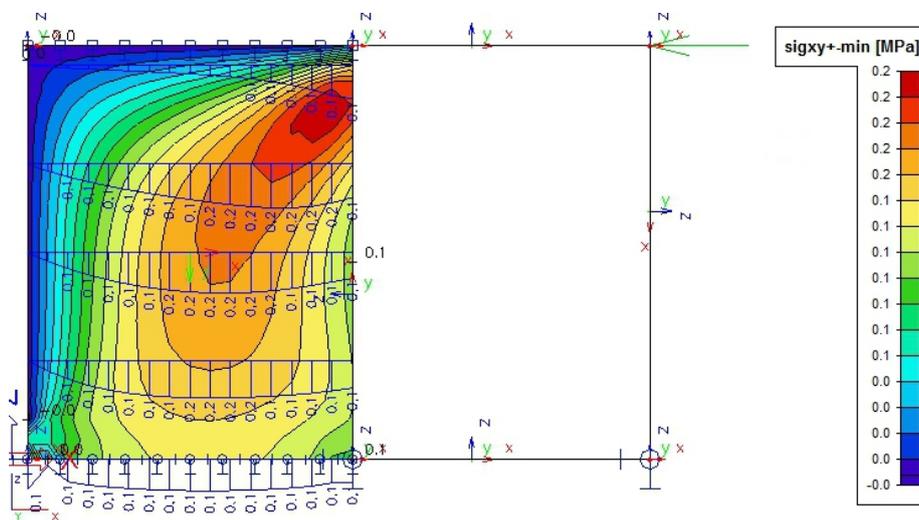


Abbildung 9.15: Vergleichsmodell für lineare Berechnung einer oben und unten eingespannten Wandscheibe

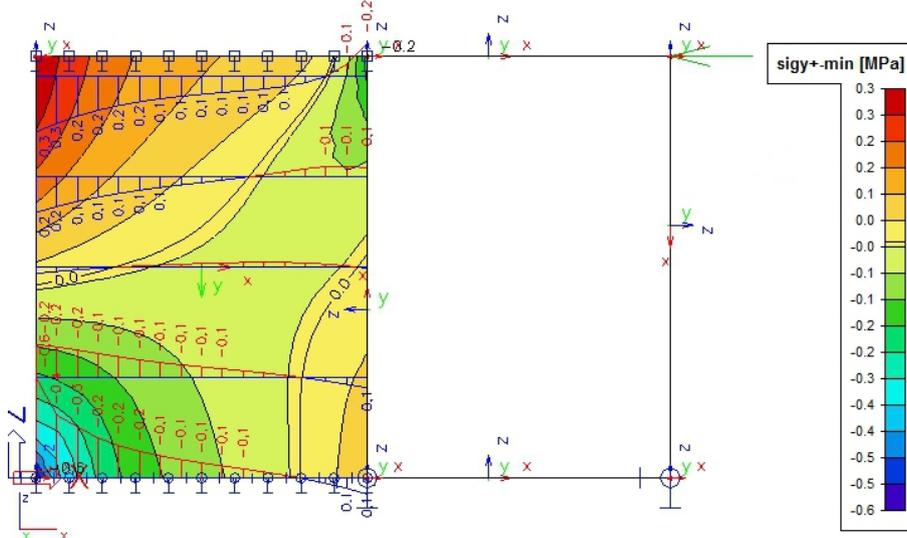
In Summe entsteht wieder ein im Vergleich zum angrenzenden Rahmen besonders steifes System. Dementsprechend wird auch beinahe die gesamte Einwirkung zur Scheibe hin gezogen. Vergleicht man dieses Ergebnis mit jenen aus dem Extremfall „ohne Auflast“ (Abschnitt 9.6.1: $V_{max} = 59,31 \text{ kN}$), zeigt sich, dass sich dieser Effekt des Anziehens der Kräfte noch weiter verstärkt hat.



(a) Schnittkraftverlauf



(b) Schubspannungsverlauf σ_{xy} in der Scheibe



(c) Druckspannungen σ_y in der Scheibe

Abbildung 9.16: Rahmen-Scheibe mit schubsteifer Verbindungs- Berechnung für Fall mit behinderter Vertikalverformung; lineare Berechnung für Last v. rechts

9.7.2 Nichtlineare Berechnung

Um das Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk besser abbilden zu können, soll eine nichtlineare Berechnung durchgeführt werden. Dabei werden im Folgenden die Auswirkungen aus der Einführung eines Auflagers an der Oberkante der Scheibe anhand verschiedener Modellierungsarten des kombinierten Tragverhaltens von Rahmen und Mauerwerksscheibe dargestellt. Dabei wird wieder zwischen einer Lasteinleitung von links/rechts bzw. mit/ohne Schubsteifer Verbindung zwischen Rahmen und Mauerwerksscheibe unterschieden.

Aufgrund der fehlenden Möglichkeiten von unbewehrtem Mauerwerk Zugkräfte weiterzuleiten, werden die einwirkenden Horizontalkräfte in Form von Druckdiagonalen zum festen Auflager am Wandfuß weitergeleitet. Die Auflasten wirken dabei den durch Kraftumlenkungen auftretenden Zugkomponenten entgegen. Dieses Tragsystem kann anhand der Abbildung 9.17 recht gut dargestellt werden.

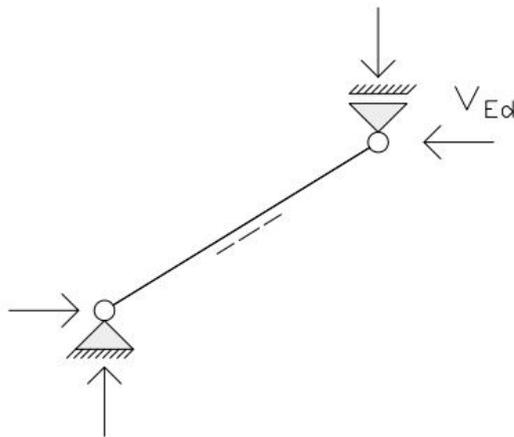
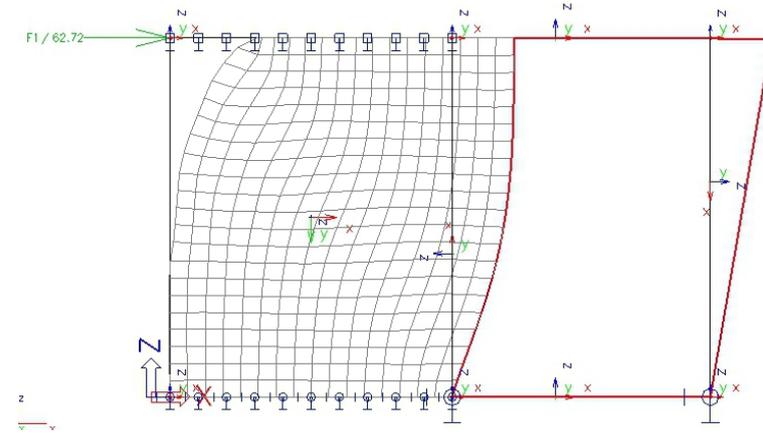


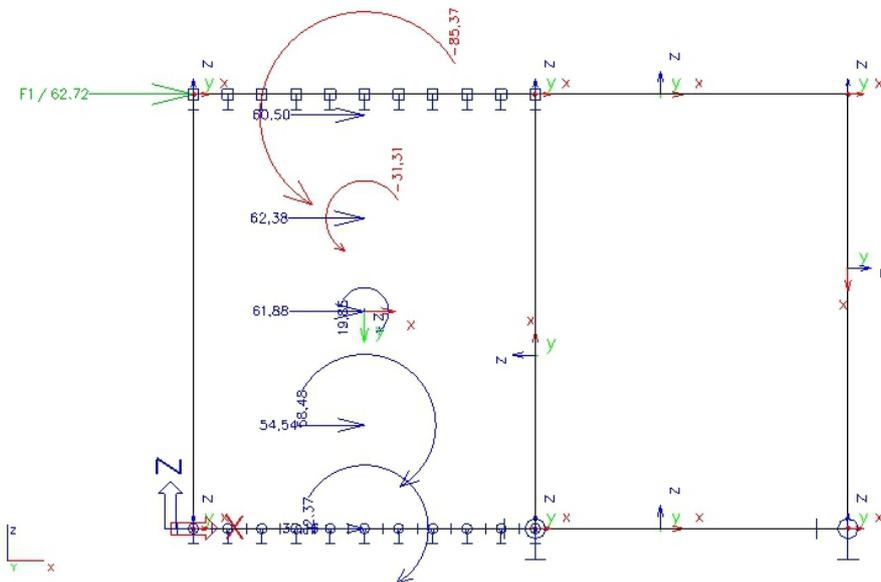
Abbildung 9.17: Modell für behinderte Vertikalverschiebung

Der Unterschied zum linearen Modell aus Abbildung 9.15 lässt sich wiederum durch die fehlende Zugfestigkeit des Mauerwerks erklären. Allein aus den beiden angegebenen Vergleichsabbildungen lässt sich erkennen, dass das lineare Modell steifer ist und damit wohl geringere Verformungen auftreten werden. Dies wird auch durch die Ergebnisse der Berechnungen bestätigt, welche in Tabelle 9.6 zusammengefasst sind.

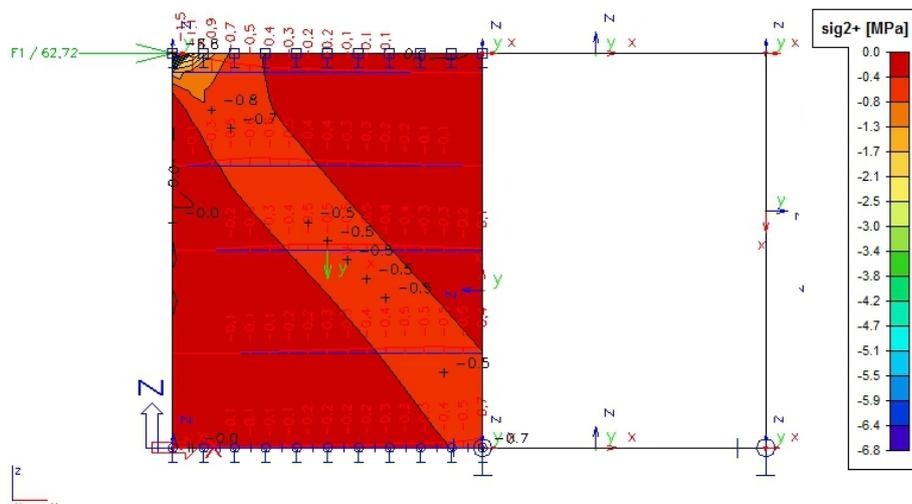
Bei Lasteinwirkung von links kann man anhand der Abbildungen 9.18 und 9.19 sehen, dass es kaum einen Unterschied macht zwischen einer Modellierung mit oder ohne Schubfester Verbindung zwischen Rahmen und Scheibe, da die Scheibe eine dermaßen große Steifigkeit im Vergleich zum Ersatzrahmen aufweist. Während man im Extremfall „ohne Auflast“ noch davon ausgehen konnte, dass bei Einwirkung von links mehr als die Hälfte der Horizontaleinwirkung auf den Rahmen entfallen, kann er bei Behinderung der Vertikalverformungen nicht aktiviert werden. Bei den Einwirkungen von rechts zeigt sich ein ähnliches Bild. Da bei der Scheibe nunmehr kein Kippen mehr möglich ist, kann auch hier der Rahmen nicht aktiviert werden. Ein ähnliches Verhalten konnte jedoch bereits bei der Variante mit Schubfester Verbindung festgestellt werden, wo ja auch die Verformung bereits in einem gewissen Grad durch die Anbindung an den Stiel eingeschränkt war (vgl. Tabelle 9.5 bzw. Abbildung 9.12(a)).



(a) Verformungen



(b) Schnittkräfte in der Scheibe



(c) Hauptnormalspannungen σ_2 in der Scheibe

Abbildung 9.18: Rahmen-Scheibe mit schubsteifer Verbindung- Berechnung für Fall mit behinderter Vertikalverformung; Last v. links

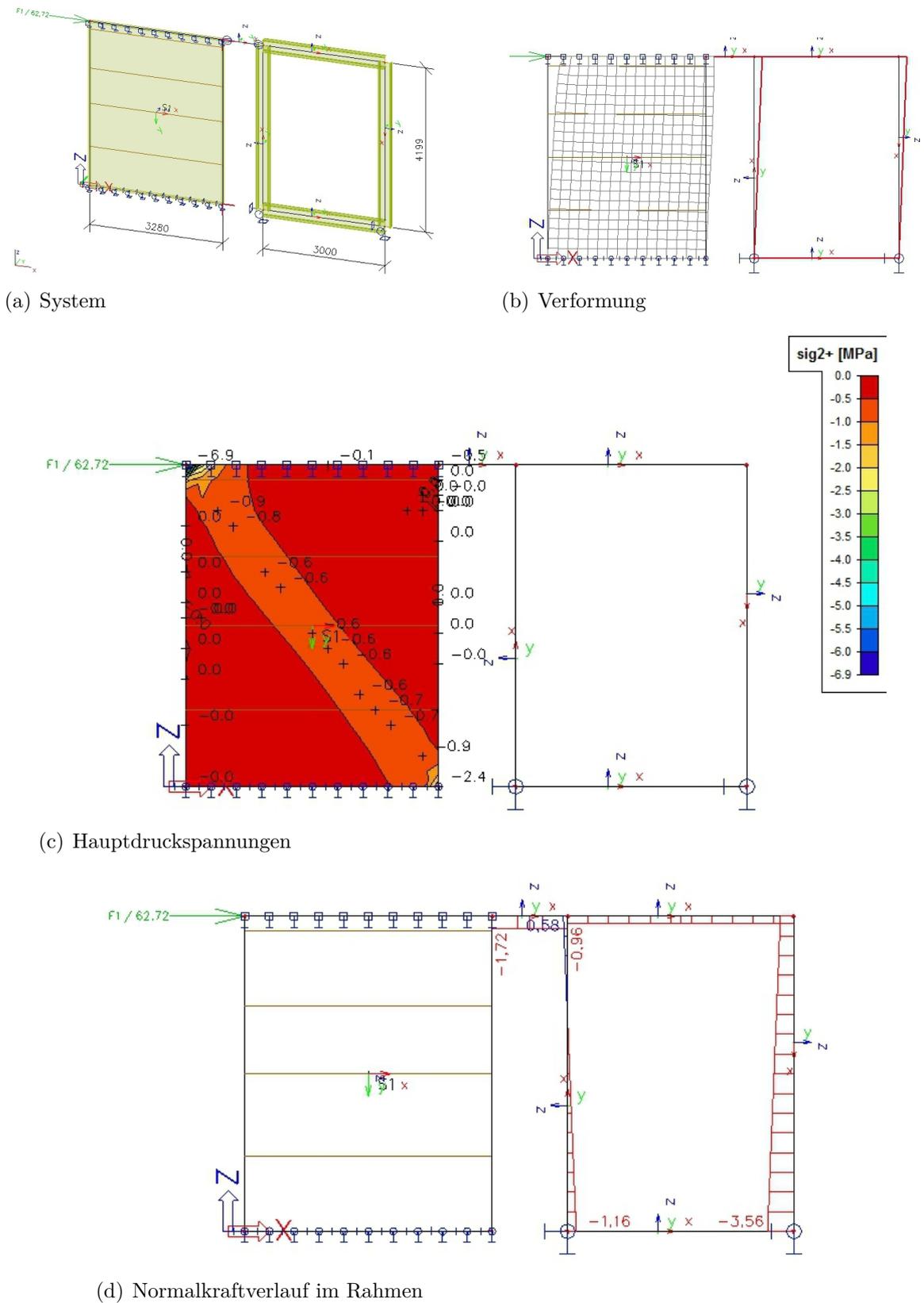


Abbildung 9.19: Rahmen-Scheibe ohne Schubsteife Verbindung- Nichtlineare Berechnung für Fall mit behinderter Vertikalverformung; Last v. links

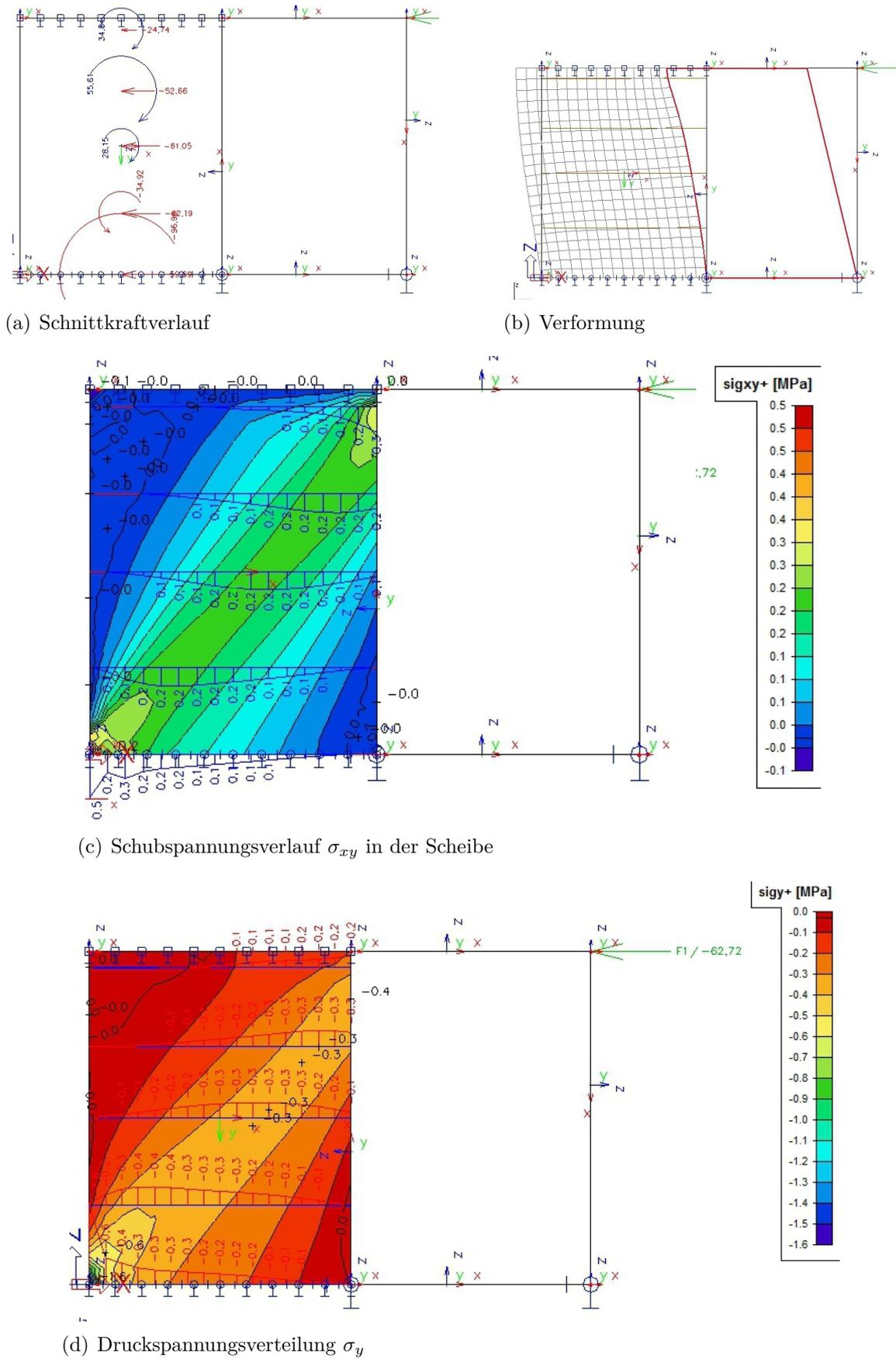


Abbildung 9.20: Rahmen-Scheibe mit Schubsteifer Verbindung- Nichtlineare Berechnung für Fall mit behinderter Vertikalverformung; Last v. rechts

9.7.3 Zusammenfassung

Wie bereits bei der Darstellung der Ergebnisse für lineare und nichtlineare Berechnung festgestellt wurde, wird die maximale Tragfähigkeit der Restwandscheibe hinsichtlich der Querkrafteinwirkung überschritten, was auf die viel größere Steifigkeit des sich ausbildenden Systems im Vergleich zum Rahmen zurückführen lässt. Aus Tabelle 9.6 lässt sich herauslesen, dass zumeist mehr als 90% der Horizontalkraft auf die Scheibe entfallen und die Querkrafttragfähigkeit zumeist um das doppelte überschritten wird.

Tabelle 9.6: Aufteilen der Horizontalkräfte auf Rahmen und Scheibe nach FEM-Berechnung für Extremfall: „Vertikalverformung behindert“

System	V-Scheibe [kN]	Prozent	w-Kopf [mm]	V_{Ed}/V_{Rd}
Lineare Berechnung: Last v. links				
Scheibe + Rahmen*	61,34	97,8%	0,4	208,2%
Scheibe - Rahmen*	60,7	96,8%	0,5	206,0%
Nicht lineare Berechnung- Last v. links				
Scheibe + Rahmen	62,38	99,5%	1,2	211,7%
Scheibe - Rahmen	57,9	92,3%	1,5	196,5%
Lineare Berechnung: Last v. rechts				
Scheibe + Rahmen	62,58	99,8%	0,4	212,4%
Scheibe - Rahmen	58,73	93,6%	0,5	199,4%
Nicht lineare Berechnung: Last v. rechts				
Scheibe + Rahmen	62,19	99,2%	1,1	211,1%
Scheibe - Rahmen	56,25	89,7%	1,5	190,9%
1:1 Ersatz d. Schubsteifigkeit nach Abschnitt (9.4)				
Restwandscheibe allein	29,46	47,0%	27,5	100,0%

* Anm. Scheibe+Rahmen... Schubfeste Verbindung Rahmen u. Scheibe

** Anm. Scheibe-Rahmen... ohne schubfeste Verb. Rahmen u. Scheibe

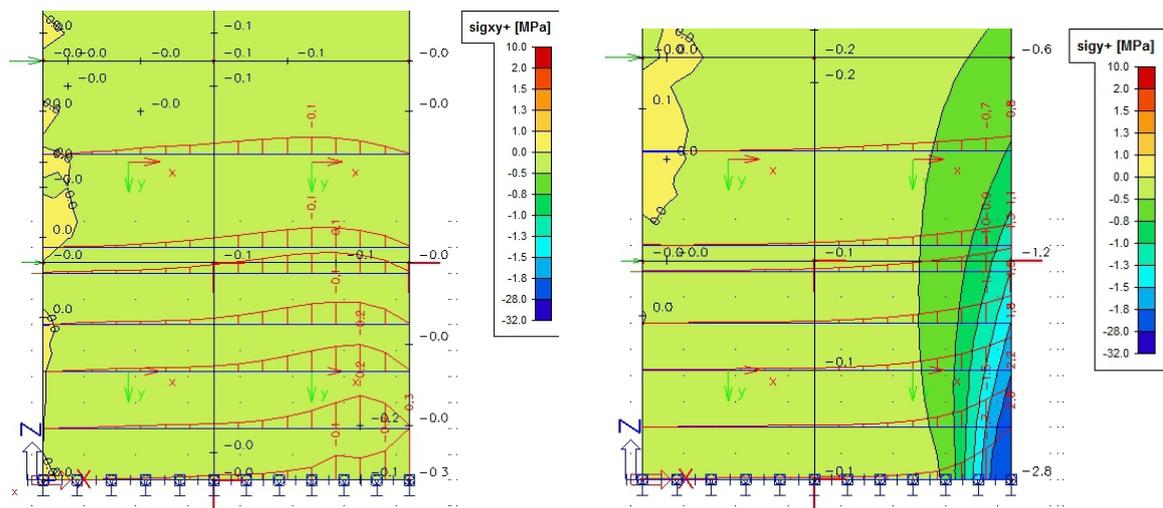
9.8 Rahmen-Scheiben-Interaktion für gesamte Wandscheibe

Erfolgt ein Wandaustausch durch einen Rahmen im Erdgeschoss eines Gebäudes wird sich in der Realität die Kräfteverteilung irgendwo zwischen den in den Abschnitten zuvor dargestellten Extremfällen einstellen. Theoretisch wäre es möglich, anstelle des im Abschnitt 9.7 an der Oberkante eingeführten starren Auflagers eine Feder zu modellieren. Die Ermittlung dieser speziellen Federsteifigkeit wäre jedoch ein äußerst komplexes Unterfangen, da die Steifigkeit der Obergeschosse mit allen möglicherweise auftretenden baulichen Eigenheiten (Öffnungen o.dgl.) abgebildet werden müssten. Deswegen soll hier nun die gesamte Wandscheibe mit einer geschosshohen Öffnung im Erdgeschoss durch ein nichtlineares Finite Elemente Modell untersucht werden. Dabei wird wie bereits zuvor, in eine Lasteinleitung von links und rechts unterschieden.

9.8.1 Ungestörte Wand

Zunächst soll aber um Vergleiche anstellen zu können die ungestörte Scheibe in einer nichtlinearen Berechnung betrachtet werden. Die Gebäudehöhe, Materialkennwerte sowie die Belastung sind in Abschnitt 9.2.2 bzw. Tabelle 9.2 zusammengestellt. Zur Vereinfachung werden die Flansche in ihrer Breite nicht berücksichtigt- nur die verlängerte Zwischenwand wird berücksichtigt. Die Gesamtlänge ergibt sich also zu

$$\ell = 0,70 + 3,28 + 3,00 + 0,75 = 7,03 \text{ m.}$$



(a) Schubspannungsverteilung

(b) Druckspannungsverteilung

Abbildung 9.21: Ungestörte Wandscheibe- Spannungsverteilungen

Im Vergleich zu den Betrachtungen bei nur einem Stockwerk sieht man in Abbildung 9.21, dass über die gesamte Wandlänge im Erdgeschoss aufgrund des von oben wirkenden Eigengewichtes stets zumindest leichte Druckspannungen vorhanden sind. Somit kann auch in der FEM-Berechnung über die gesamte Länge eine Schubspannung angesetzt werden. Dies bedeutet zugleich, dass sich die Scheibe über die ganze Länge an der Querkraftableitung beteiligt. Die Druckspannungsverteilung σ_y ähnelt durch die schlanken Abmessungen der Scheibe auch eher der eines Biegebalken- die Druckspannungen σ_y konzentrieren sich im Randbereich.

Der Form halber folgt hier der Nachweis für die Druckspannungen: Nach Tabelle 9.4 ergeben sich die Schnittgrößen am Wandfuß zu:

$$N_{Ed} = 352,35 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 898,34 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M}{N} = 2,55 \text{ m} \quad \ell = 7,03 \text{ m}$$

$$c = \frac{\ell}{2} - e = \frac{7,03}{2} - 2,55 = 0,965$$

Bei dreiecksförmiger Spannungsverteilung ergibt sich nach dem Ansatz von [Fle08]:

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{b \cdot 3c} = 1,623 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_{max} \cdot \frac{3c - 1}{3c} = 1,06 \text{ N/mm}^2 \text{ -Spannung in 1 m Entfernung vom Rand}$$

$$(\sigma_{max} + \sigma_1)/2 \cdot b \cdot 1,00 = 0,201 = n_{Ed} \quad (9.31)$$

$$n_{Ed} = 0,201 \text{ MN/m} \leq n_{Rd} = f_d \cdot \phi \cdot b \cdot 1,00 = 0,275 \text{ MN/m} \quad \checkmark \quad (9.32)$$

Bzw. im Vergleich hierzu der Nachweis mit den in Scia ermittelten Schnittgrößen:

$$N_{Ed} = 418 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 916 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M}{N} = 2,19 \text{ m} \quad \ell = 7,03 \text{ m}$$

$$n_{Ed} = (1,40 + 1,04)/2 \cdot 0,15 \cdot 1,00 = 0,183 \text{ MN/m} \leq 0,275 \text{ MN/m} = n_{Rd} \quad \checkmark \quad (9.33)$$

Abschließend sollen in Tabelle 9.7 auch die in Scia ermittelten Stockwerksverschiebungen dargelegt werden:

Tabelle 9.7: Stockwerkverschiebungen der ungestörten Wand in Scia ermittelt

Geschoss	Verschiebung [mm]
4.OG	29,6
3.OG	21,1
2.OG	12,3
1.OG	4,7
EG	0,5

9.8.2 Analyse des Einflusses verschiedener Rahmensysteme auf die Belastung der Restwandscheibe

Im Folgenden wurde in der zuvor betrachteten Wand im EG wieder eine 3,00 m breite und geschosshohe ($h = 4,20$ m) Öffnung eingefügt. Zum Ausgleich der Steifigkeitsveränderung soll wieder ein Stahlrahmen eingesetzt werden. Nun soll zu Vergleichszwecken mit verschiedenen Rahmensystemen und verwendeten Profilen deren Einfluss mit Hilfe einer FEM-Berechnung betrachtet werden. Die untersuchten Rahmensysteme sind in Abbildung 9.22 dargestellt.

Im Abschnitt 4.2 wurde bereits näher auf die unterschiedlichen horizontalen Steifigkeiten von Rahmen mit unterschiedlicher Konfiguration eingegangen. In der Tabelle 9.8 werden die hier verwendeten Profile und die abhängig vom verwendeten Rahmensystem erzielten horizontalen Rahmensteifigkeiten dargestellt. Die sehr hohe Steifigkeit die durch eine zug- und druckbeanspruchbare Abstrebung des Zweigelenrahmens ermöglicht wird (Abbildung 9.22(c)) sei hier nur als theoretische Möglichkeit behandelt, da sie aus den gegebenen geometrischen Bedingungen konstruktiv kaum herstellbar ist.

Tabelle 9.8: Steifigkeiten der untersuchten Rahmensysteme

Profil Nr	I_y [cm^4]	Zweigelenkr. Kopfbänder Zugstreben Geschlossen Abstrebung					
		c [MN/m]	c [MN/m]	c [MN/m]	c [MN/m]	c [MN/m]	
IPE 180	1320		0,40		0,52	1,53	
IPE 220	2770		0,82		1,09	2,79	
HEA 220	5410	0,67	1,60	0,94	2,13	5,43	
IPE 300	8360	1,03	2,37	1,32	3,27	6,45	
HEA 260	10450	1,30	2,92	1,60	4,12	7,52	
HEA 280	13670	1,69	3,66	2,00	5,38	8,61	
IPE 360	16270	1,99	4,17	2,31	6,33	9,15	
HEB 280	19270	2,38	4,90	2,70	7,52	10,22	
HEA 320	22930	2,82	5,62	3,14	8,93		
IPE 400	23130	2,82	5,59	3,15	8,93		

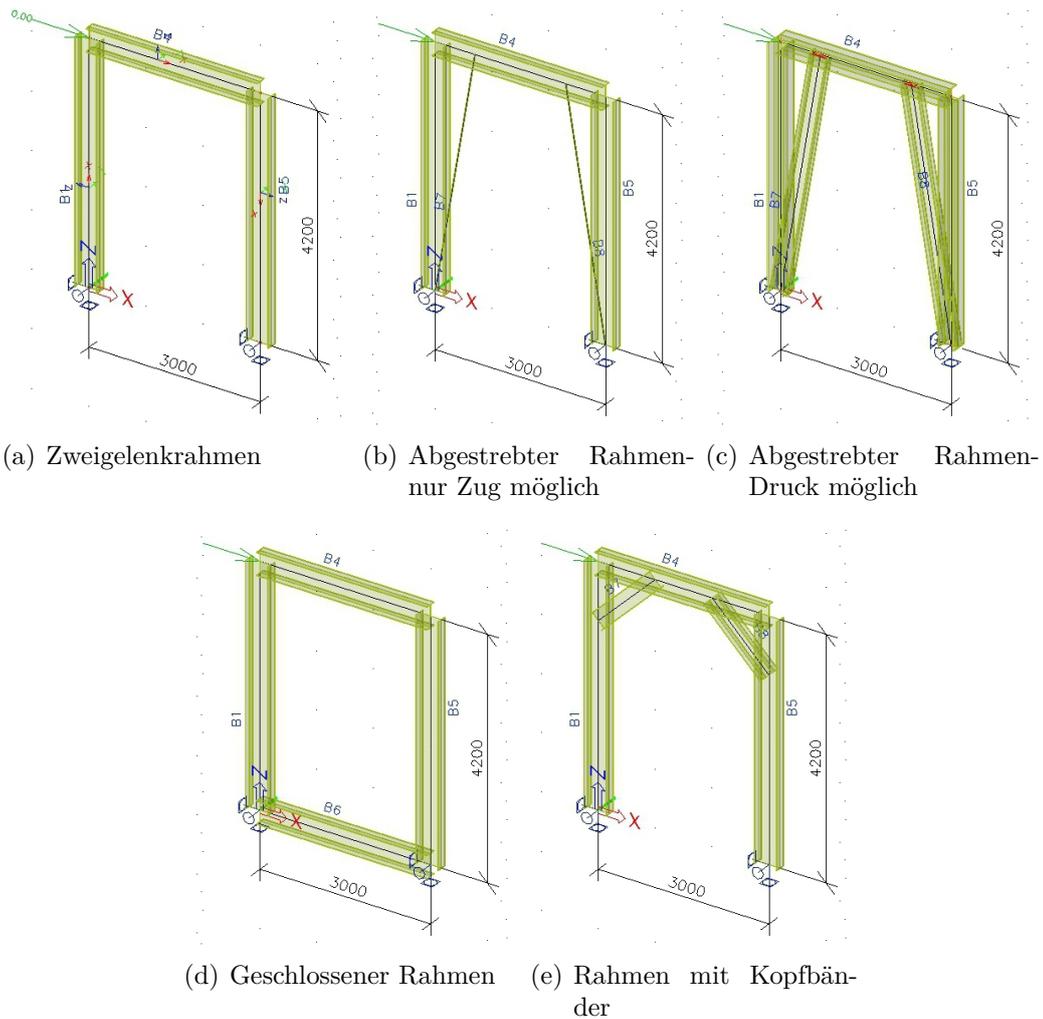


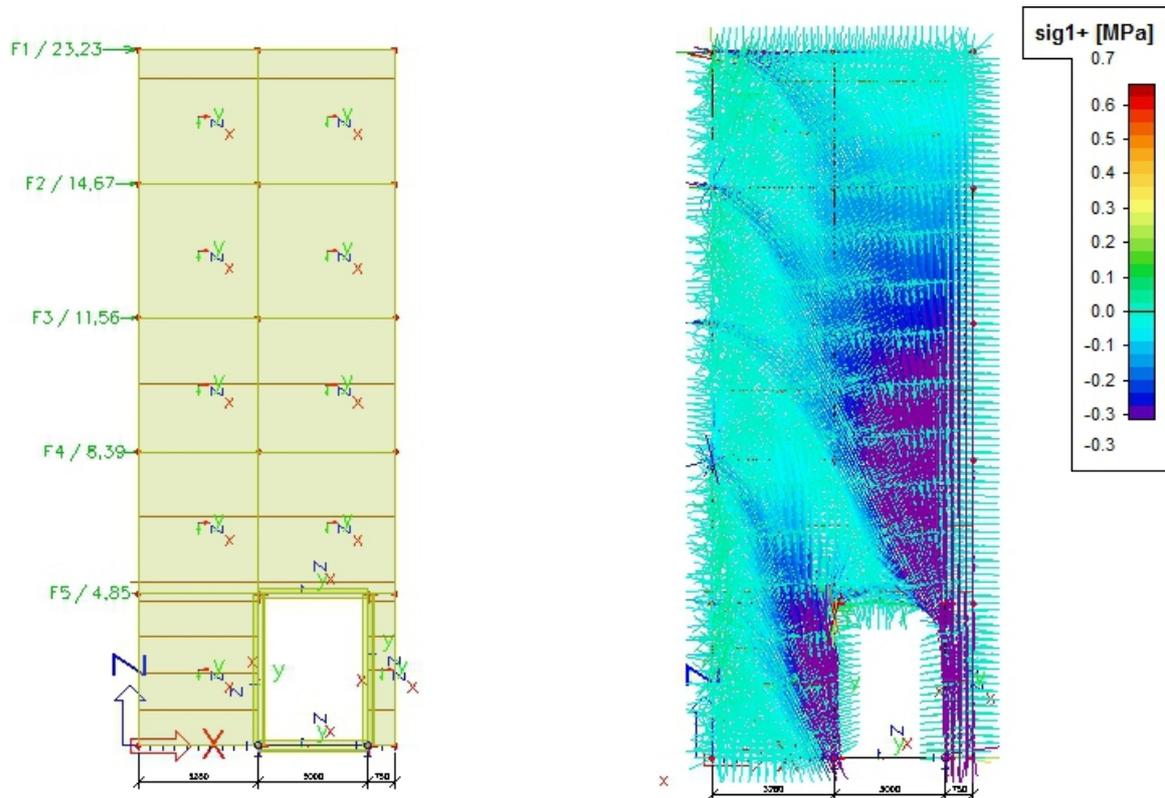
Abbildung 9.22: Untersuchte Rahmensysteme

Welchen Einfluss die Rahmensteifigkeiten auf die Verformung und die in der Scheibe auftretenden Schnittgrößen haben soll nun betrachtet werden.

9.8.3 Last von links

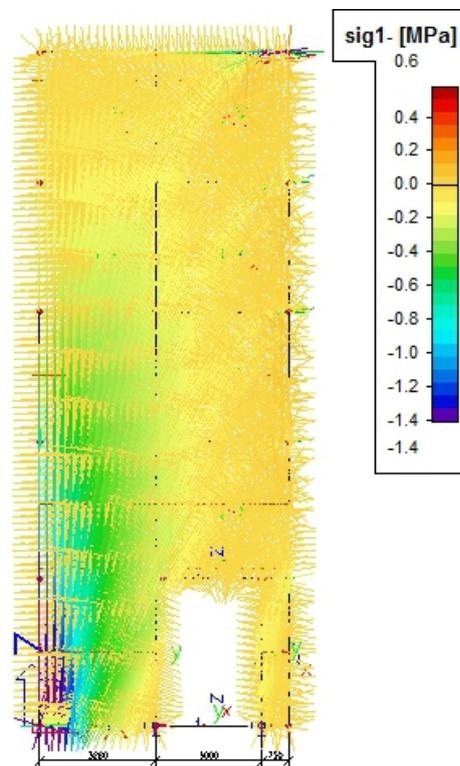
Zunächst soll die horizontale Einwirkung von links betrachtet werden. Das System ist in Abbildung 9.23(a) dargestellt. Die verwendeten Materialkennwerte sind die selben wie sie bereits in Abschnitt 9.2.2 verwendet und auch dort angeführt wurden. Im Zuge der nichtlinearen Berechnung wird die Steifigkeit von im Zug-Bereich liegenden Elementen der Scheibe verringert bzw. gleich 0 gesetzt, wodurch auch die ermittelten Verformungen der Realität nahe kommen sollten, sie sich aber jedenfalls zu Vergleichen zwischen den unterschiedlichen Berechnungen eignen.

Die Ergebnisse der Berechnungen werden im Folgenden anhand von Diagrammen dargestellt und diskutiert: Durch das Entfernen eines Teiles der Wand im Erdgeschoss



(a) System mit Öffnung im EG

(b) Spannungstrajektorien Last v.li.



(c) Spannungstrajektorien Last v.re.

Abbildung 9.23: System bzw. Spannungstrajektorien bei Öffnung im EG

kommt es zu einer Steifigkeitsänderung womit auch zugleich Änderungen in den Verformungen einhergehen. Ziel eines Einsatzes von Stahlrahmen ist es demnach auch die Verformungen im Erdbebenfall soweit zu begrenzen, dass sie ähnlich jenen der ungestörten Wand sind und um so Schädigungen an angrenzenden Bauteilen zu verringern oder gar zu verhindern. In der Abbildung 9.24 werden die Verformungen am Wandkopf des Erdgeschosses bzw. des 4. Obergeschosses abhängig von den verwendeten Profilen dargestellt.

Wie dort zu sehen ist, können die Verformungen im obersten Geschoss durch entsprechende Wahl der Profile und Rahmensysteme sehr wohl die selben Größenordnungen wie im ungestörten Zustand erreichen. Für das Erdgeschoss ist dies jedoch nicht möglich. Wie in Tabelle 9.7 dargestellt, beträgt die absolute Verschiebung in diesem im ungestörten System 0,5 mm. Die Kontrolle zur Schadensbegrenzung nach EN 1998-1 4.4.3.2 (bzw. wie in Abschnitt 9.4 bereits durchgeführt) -

$$q \cdot d_e \cdot n = 1,50 \cdot d_e \cdot 0,50 \leq 0,005 \cdot h = 0,021 \text{ m} \quad (9.34)$$

d.h. mit einer maximal zulässigen rechnerischen Verschiebung im EG von

$$d_e = \frac{21}{1,5 \cdot 0,5} = 28 \text{ mm}$$

wird, wie man in Abbildung 9.24 sieht, jedenfalls auch mit schwächeren Profilen und zugehörigen Rahmensystemen eingehalten.

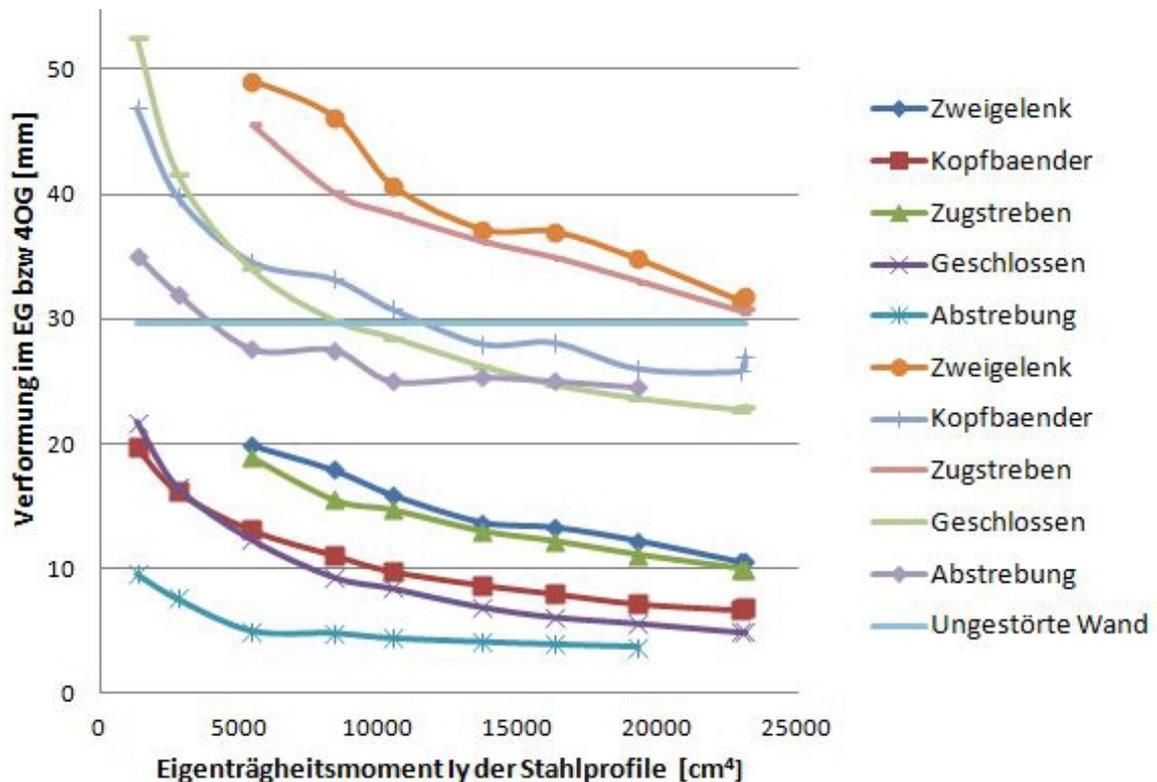


Abbildung 9.24: Verformungen abhängig vom Trägheitsmoment der Stahlprofile

In der Abbildung 9.25 werden die Verformungen im 4.OG abhängig von der horizon-

talen Rahmensteifigkeit dargestellt. Der kongruente Verlauf der Kurven mag vielleicht nicht sonderlich verwundern- nichtsdestotrotz wird dadurch gezeigt, dass durch den Einsatz von Rahmen mit geringerer horizontaler Steifigkeit als die einer Scheibe (das zu ersetzende Scheibenstück weist etwa eine Steifigkeit von 36 MN/m auf) die maximale Verschiebung im obersten Geschoss ähnlich der ungestörten Wand eingestellt werden kann. Außerdem kann man auch jene Steifigkeit erkennen, ab der es wirtschaftlich nicht mehr sinnvoll ist diese noch weiter zu steigern.

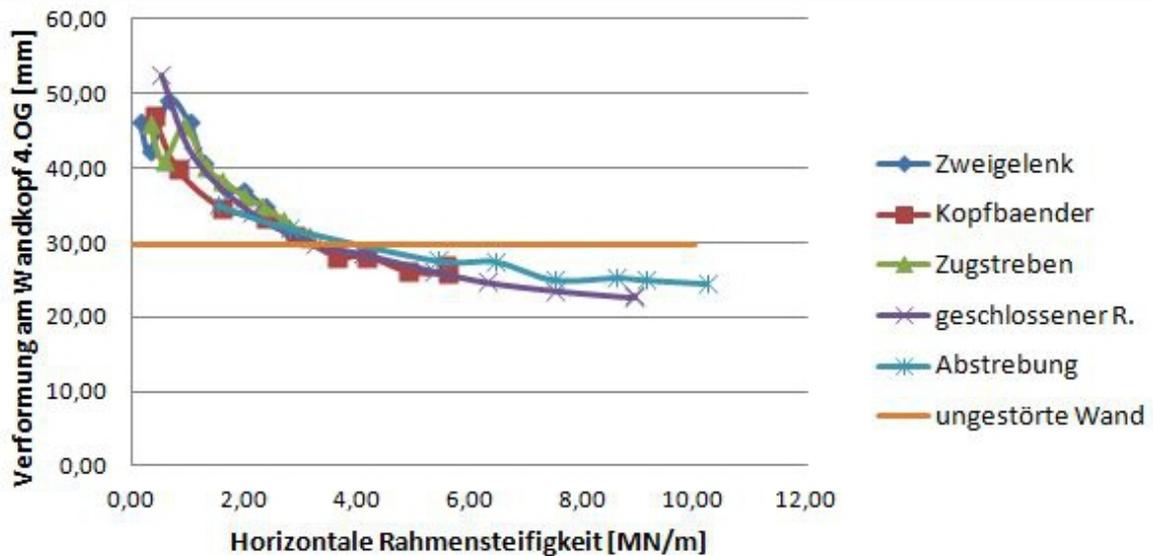


Abbildung 9.25: Abhängigkeit der Verformungen im 4.OG und der Rahmensteifigkeit

Wie man sieht ist z.B. eine Steifigkeit von etwa 4 MN/m notwendig. Wie diese am wirtschaftlichsten erreicht werden kann ist unter anderem von der Masse des verbauten Stahles abhängig. Abbildung 9.26 gibt Aufschlüsse auf das Verhältnis Stahlgewicht zu Steifigkeit. Bei den Untersuchungen wurden verschiedene Klassen von I-Profilen eingesetzt (IPE, HEA, HEB). Bekanntlicherweise weisen etwa HEA Profile mit gleichem Trägheitsmoment wie IPE Profile geringere Konstruktionshöhen, aber durch die breiteren und dickeren Flansche auch größere Massen auf. Um „glatte“ Kurven in den Diagrammen zu erhalten wurden diese nach Profilklassen IPE und HEA aufgeteilt. Günstiger erscheinen im Diagramm die IPE Profile- schließlich wird es natürlich von den geometrischen Möglichkeiten im Einzelfall abhängen, welche Profile eingesetzt werden.

Ein weiteres mögliches Kriterium für die Wirksamkeit der Ersatzrahmen sind auch die in der Restwandscheibe auftretenden Schnittgrößen bzw. die daraus resultierenden Spannungen. In Abbildung 9.23(b) sind die Spannungstrajektorien für eine Wand dargestellt. Man kann sehen, wie sich die Hauptdruckspannungen auch zur Restwandscheibe hin konzentrieren, wodurch nicht nur am Druckrand, also ganz rechts an der Außenwand, sondern auch sehr wohl in der Zwischenwand selbst, an der Grenze zum Rahmen, die Druckspannungen maßgebend werden können. Durch die über die gesamte Länge auftretenden Druckspannungen werden im Modell in diesen Bereichen

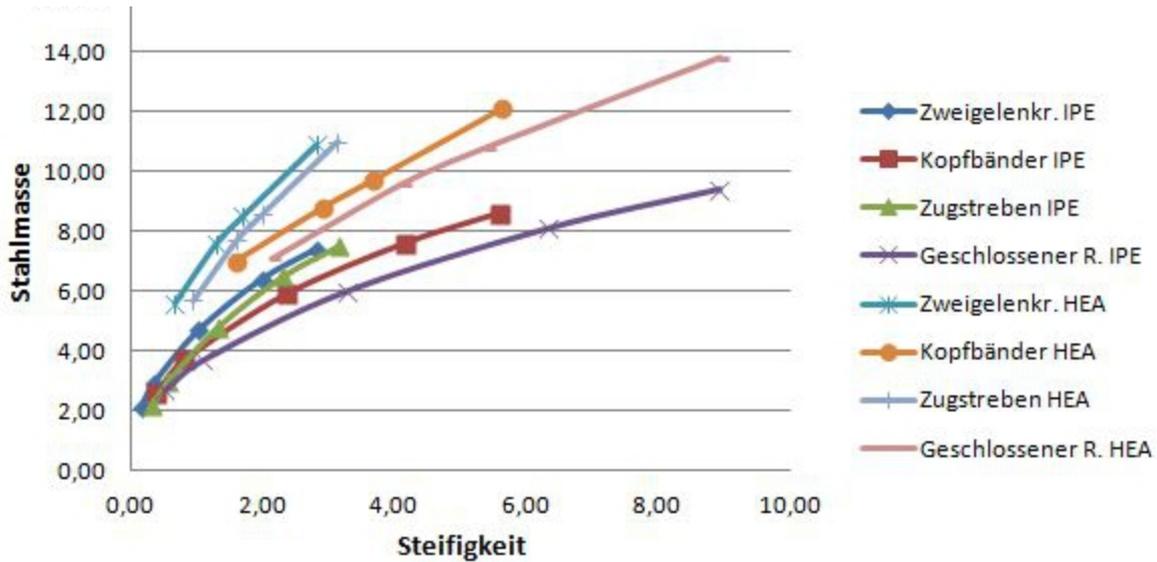


Abbildung 9.26: Steifigkeit-Gewicht der Stahlrahmen

auch Schubspannungen aktiviert. Wie bereits in Abschnitt 9.5 durchgeführt, werden auch hier an speziellen Schnitten bzw. am Wandfuß die Spannungen zu resultierenden Schnittgrößen aufsummiert. Die dadurch ermittelten Schnittgrößen werden in Abbildung 9.27 dargestellt. Die maximalen Druckspannungen am linken Wandfuß (Abbildung 9.27(a)) wurden unter Bezugnahme einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung nach folgender Gleichung ermittelt:

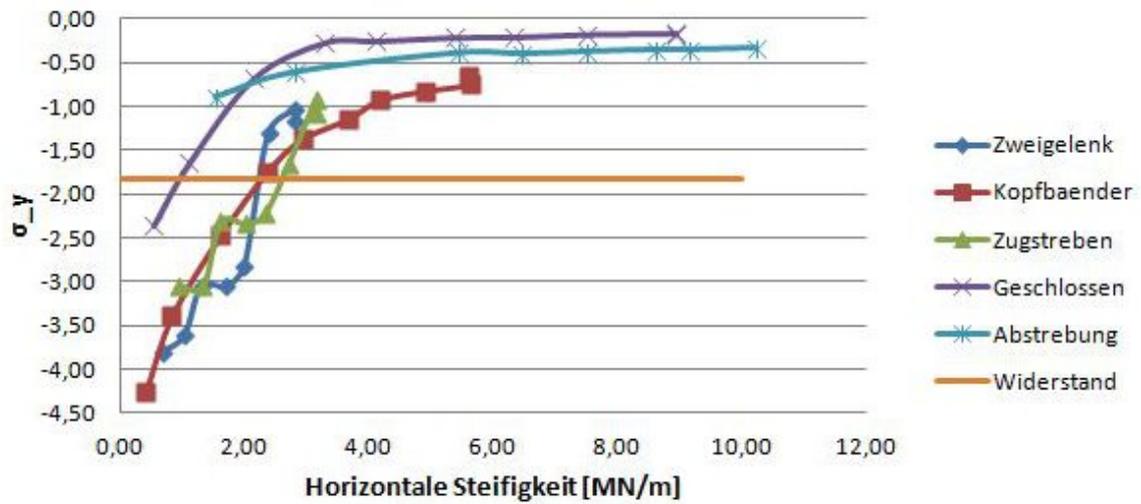
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{b \cdot 3\left(\frac{\ell}{2} - e\right)} \quad \text{unter Beachtung von} \quad \sigma_{Rd} = \phi \cdot f_d = 1,83 \text{ N/mm}^2 \quad (9.35)$$

Allgemein werden bei steigender horizontaler Steifigkeit des Rahmens die Spannungen eher zum Rahmen hin gezogen- ein geschlossener Rahmen eignet sich den Ergebnissen nach (wahrscheinlich auf Grund des Verformungsverhaltens) besonders gut. Wie man anhand der Abbildung 9.28(a) erkennt, kommt es aber besonders im Anschlussbereich Rahmen-Scheibe zu Druckspannungskonzentrationen. Hier wird man wohl durch lokale Verstärkung, etwa mittels Kunstharzinjektionen, das Auslangen finden.

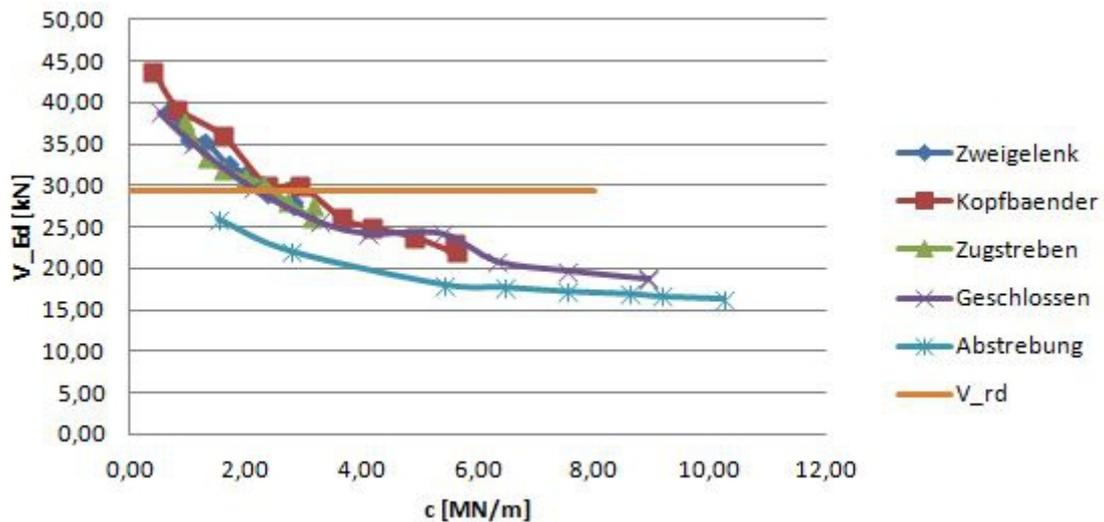
Die Schubspannungsverteilung lässt sich sehr gut durch die Rahmensteifigkeit beschreiben. So kann man die Rahmensteifigkeit so wählen, dass der Querkraftwiderstand der Restscheibe sowohl links als auch rechts von der Öffnung nicht überschritten wird. (Siehe Abbildung 9.27) Wie sich anhand der Abbildung 9.28(b) zeigt, kommt es aber im Wandbereich direkt oberhalb des Stahlrahmens zu einer Konzentration von Schubspannungen welche sich wahrscheinlich nicht durch Umlagerungen auf die gesamte Wandlänge aufteilen können. In diesem Bereich wird es wohl ebenfalls notwendig sein, lokal Verstärkungen, sei es durch eingeklebte Gewindestäbe oder Injektionen, vorzusehen.

FAZIT:

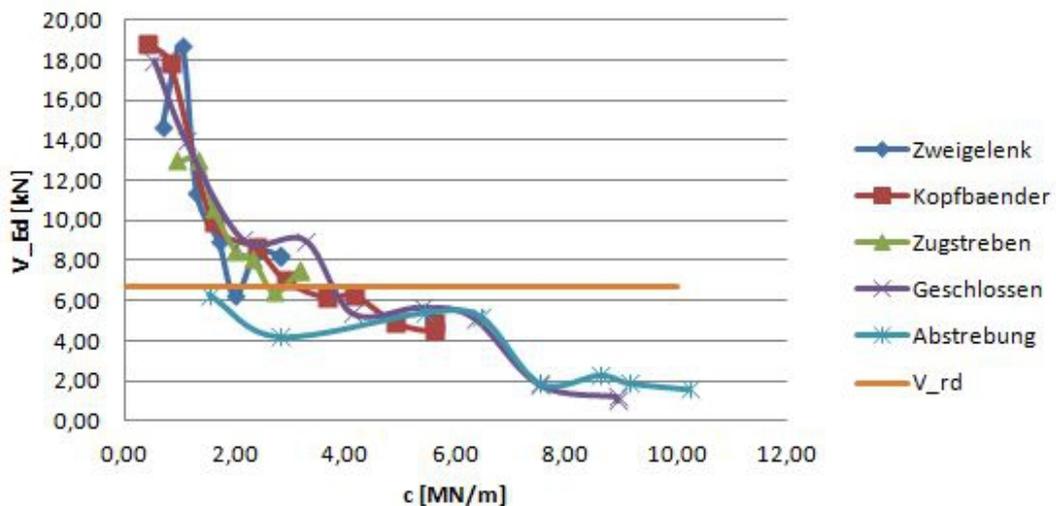
Um einerseits die Gesamtverformung der Wand mit Öffnung im Erdgeschoss ähnlich



(a) Druckspannungen am linken Wandfuß

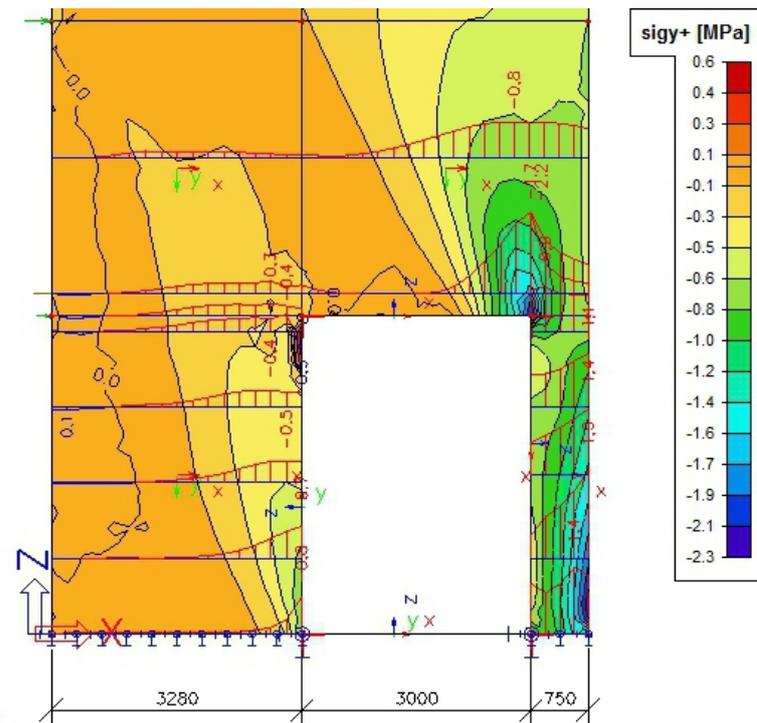


(b) Maximale Querkraft in der EG Wand links v. Rahmen

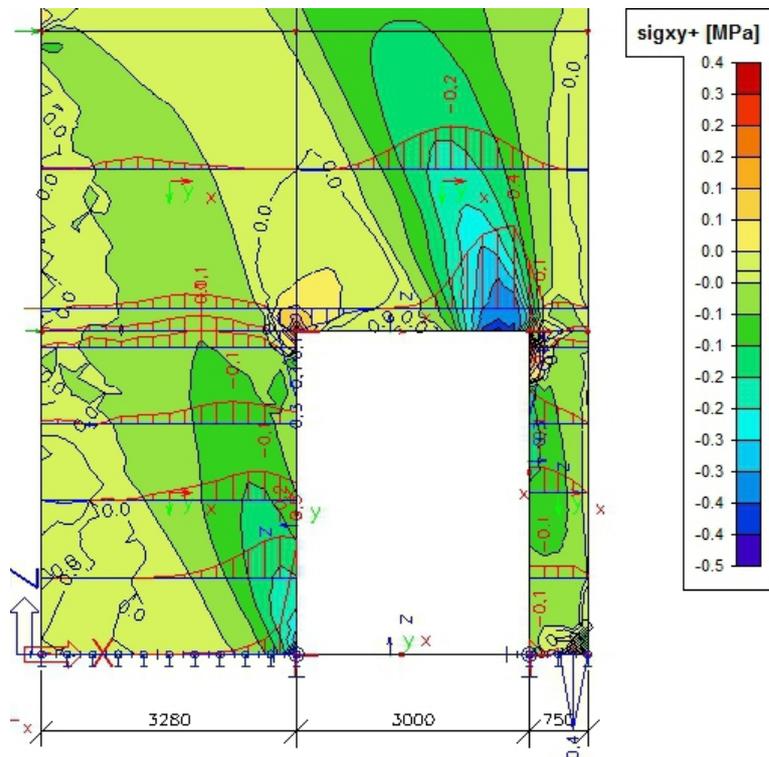


(c) Maximale Querkraft in der EG Wand rechts v. Rahmen

Abbildung 9.27: Maximale Querkraft und Druckspannungen σ_y in der EG- Wand



(a) Druckspannungen σ_y



(b) Schubspannungskonzentrationen im Bereich d. Rahmen σ_{xy}

Abbildung 9.28: Spannungsverläufe in der EG- Wand

derer im Originalzustand zu behalten und auch die Schubkraft- und Normalkrafttragfähigkeit ohne zusätzliche großflächige Verstärkungsmaßnahmen nicht zu überschreiten, wird ein Rahmen mit einer horizontalen Steifigkeit von $c = 3$ bis 4 MN/m benötigt. Dieser ließe sich wirtschaftlich mit einem geschlossenen Rahmen aus IPE 300 Profilen realisieren. Vorteilhaft wäre in dieser Hinsicht die Breite der Flansche mit $b = 150 \text{ mm}$ (=Wandbreite) bzw. auch die Höhe von 300 mm wäre noch vertretbar. Nachteilig gestaltet sich natürlich das Einbinden des unteren Riegels in die Fußbodenkonstruktion.

9.8.4 Last von rechts

Im Folgenden wird die Lasteinleitung von rechts in die Wandscheibe modelliert. Wie man anhand der Spannungstrajektorien in Abbildung 9.23(c) sieht, befindet sich der Rahmen in der Zugzone. Wie bereits bei der ungestörten Wandscheibe in Abschnitt 9.8.1 ausgeführt, werden die Druckspannungen ähnlich wie bei einem Balken zur äußeren Druckfaser geleitet- Die Mauerwerksbereiche über dem Rahmen können keine Zugkräfte übertragen- womit sich auch der Rahmen nicht beteiligen kann. Auch das Modellverhalten wie in Abbildung 9.13 (Rahmen und Scheibe nur im Erdgeschoss), wo der linke Rahmenstiel als Zugglied wirkt, kann sich nicht wirklich ausbilden, da hier im EG beim Rahmen nur eine vergleichsweise geringe Horizontalkraft von $H_{Ed} = 4,85 \text{ kN}$ eingeleitet wird. (vgl. Abbildung 9.29)

Nun sollen anhand des Beispiels eines geschlossenen Rahmen aus IPE 300 Profilen ($c = 3,27 \text{ MN/m}$) in SCIA die resultierenden Schnittgrößen und Verformungen ermittelt werden.

Die Berechnung ergibt für die linke Restwandscheibe folgende Schnittgrößen:

$$N = 356 \text{ kN} \quad M = 310 \text{ kNm} \quad V = 60 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,87 \text{ m} \quad c = \frac{l}{2} - e = 0,77 \text{ m}$$

Es folgt die Berechnung der Normalkrafteinwirkung je m:

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3c \cdot b} = 2,054 \text{ N/mm}^2 \quad (\geq f_d \cdot \phi = 1,8) \quad (9.36)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{max} \cdot \frac{3c - 1}{3c} = 2,054 \cdot \frac{1,31}{2,31} = 1,165 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \cdot b \cdot 1,00 = n_{Ed} = 241 \text{ kN/m}$$

$$n_{Ed} = 241 \text{ kN/m} \leq n_{Rd} = 1,8 \cdot 0,15 = 270 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Der Druckspannungsnachweis kann zwar geführt werden, aber bei einem

$$V_{Ed} = 60 \text{ kN} \geq V_{Rd} = 29,46 \text{ kN} \quad (\mathbf{x}) \quad (9.37)$$

kann der Schubtragfähigkeitsnachweis nicht geführt werden. Es muss eine entsprechende Verstärkung vorgesehen werden.

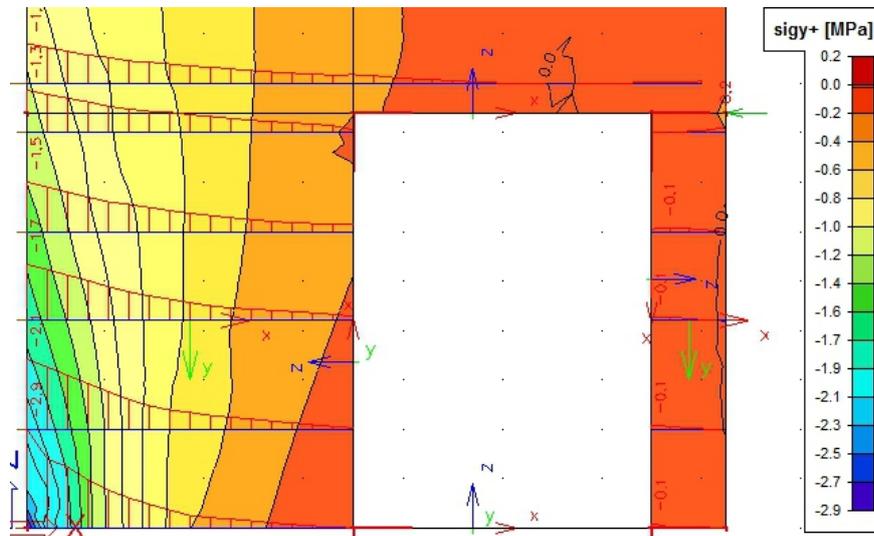


Abbildung 9.29: Druckspannung σ_y in geschlossenem Rahmen aus IPE 300 bei Last v. Rechts



Abbildung 9.30: Schubspannungsverteilung σ_{xy} bei geschlossenem Rahmen aus IPE300 zufolge Last v.Rechts

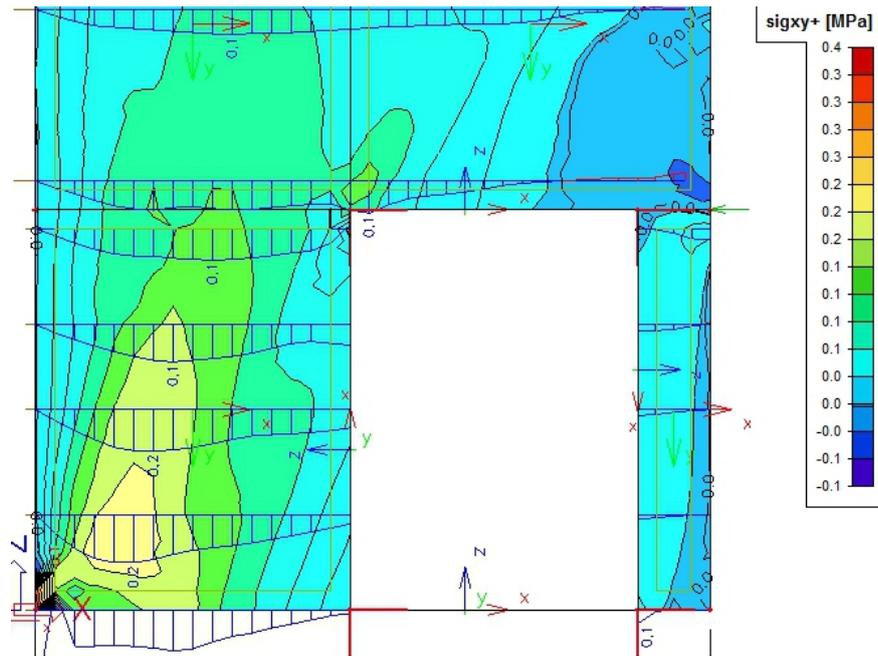


Abbildung 9.31: Schubspannungsverteilung σ_{xy} bei geschlossenem Rahmen aus HEA320 zufolge Last v.Rechts

Zum Vergleich soll die Berechnung auch mit einem wesentlich steiferen geschlossenem Rahmen aus HEA 320 Profilen durchgeführt werden ($c = 8,93 \text{ MN/m}$).

Mit $V_{Ed} = 53 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 353 \text{ kN}$ und $M_{Ed} = 296 \text{ kNm}$ am Wandfuß ergibt sich in den Schnittgrößen kaum eine Änderung in der Restwandscheibe (auch zu sehen anhand der Schubspannungsverteilung in Abbildung 9.31). Daneben ändern sich auch die Verformungen trotz steiferem Rahmen nicht. Die Geschossverformungen sind in Tabelle 9.9 dargestellt.

Tabelle 9.9: Verformungen der Wand bei Last von rechts [mm]

	IPE 300	HEA 320	ungestörte Wand
4.OG	27,1	27,5	29,6
3.OG	19,5	19,9	21,1
2.OG	11,7	12,0	12,3
1.OG	5,3	5,4	4,7
EG	1,2	0,9	0,5

FAZIT:

Bei Erdbeben sind naturgemäß durch die alternierende Richtung der Einwirkung die Lasten aus beiden Richtungen zu berücksichtigen. Während es bei *Lasteinleitung von links* sehr wohl möglich ist, durch Abstimmung des Rahmens, auf großflächige Verstärkungsmaßnahmen verzichten zu können ist dies bei „Last von rechts“ nicht möglich. Die Schubspannungen in der Restwandscheibe sind zu groß, was zu einem Versagen der Scheibe führen wird und wodurch sie sich auch nicht mehr an einer Abtragung der Horizontalkräfte beteiligen kann. Eben dieser Fall soll im Folgenden betrachtet werden.

9.9 Horizontale Aussteifung nur durch Rahmen

Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass die Restwandscheibe aufgrund der auftretenden Schubspannungen im Erdbebenfall versagt und dadurch zwar zur Abtragung von Vertikalkräften, nicht aber für das Abtragen der Horizontalkräfte zur Verfügung steht.

Für das Verformungsverhalten im Erdgeschoss ist somit nur der Rahmen maßgebend. Als Beispiel wird ein geschlossener Rahmen mit Profilen aus IPE 300 angenommen. Die horizontale Steifigkeit beträgt $c = 3,27 \text{ MN/m}$. In Glg. (9.38) wird die Verschiebung des Erdgeschosses wie folgt ermittelt:

$$\left. \begin{array}{l} V_{Ed} = 62,72 \text{ kN} \\ c_{\text{Rahmen}} = 3,27 \text{ MN/m} \end{array} \right\} s = \frac{F}{c} = \frac{0,06272}{3,27} = 19,2 \text{ mm} \quad (9.38)$$

Als Grenzwert der erlaubten Verformungen dient die Schadensbegrenzung nach EN 1998:

$$w_{max} = 0,005 \cdot h = 0,005 \cdot 4,20 = 0,021 \text{ m} = 21 \text{ mm} \quad (9.39)$$

Durch Rückwärtsrechnen kann man die minimal notwendige Steifigkeit des Rahmen zur Einhaltung der Schadensbegrenzung ermitteln:

$$s_{max} = 0,021 = \frac{0,06272}{c_{min}} \Rightarrow c_{min} = 2,99 \text{ MN/m} \quad (9.40)$$

Um auch den Einfluss auf die Verformung der Obergeschosse zufolge der alleinigen Aussteifung im Erdgeschoss durch den Rahmen zu ermitteln wird wieder, aufgeteilt in Lasten von links und rechts, eine nichtlineare Berechnung in Scia vorgenommen.

Für die Berechnung wurden die weiter oben verwendeten Modelle wie folgt abgeändert: Es wird ein kleiner Spalt zwischen Scheibe und Rahmen eingefügt um die Schubkraftübertragung zwischen Rahmen und Scheibe zu verhindern. Damit nur Vertikalkräfte in die Restwandscheibe im EG eingeleitet werden, wurde bei den Linienlagern die Bewegung in Scheibenlängsrichtung freigegeben ($Y=frei$).

Die aus der Berechnung ermittelten Verformungen für einen geschlossenen Rahmen aus IPE 300 Profilen ($c = 3,27 \text{ MN/m}$) und einem geschlossenen Rahmen aus HEA 320 Profilen ($c = 8,93 \text{ MN/m}$) sind in Tabelle 9.10 dargestellt. Dabei stellt w die absolute Verschiebung der Geschosse dar, mit Δ wird die gegenseitige Stockwerkverschiebung (ermittelt als Differenz der mittleren horizontalen Verschiebung w oben und unten im betrachteten Geschoss) bezeichnet.

Wie man an Tabelle 9.10 sehen kann, kommt es bei *Last von links* zu wesentlich geringeren Verformungen (Kontrolle der Schadensbegrenzung ohne Probleme eingehalten) als bei *Last von rechts*. Dieses unterschiedliche Verformungsverhalten liegt naturgemäß in der fehlenden Fähigkeit des Mauerwerks Zugkräfte aufnehmen zu können. Bei *Last von rechts* liegt der Rahmen an und für sich im Zugbereich, wo aufgrund der

Tabelle 9.10: Verformungen der Wand [mm]- Nur Rahmen steift im EG aus

	Höhe 0,005h		Last von links				Last von rechts			
			HEA 320		IPE 300		HEA 320		IPE 300	
			w	Δ	w	Δ	w	Δ	w	Δ
4.OG	3,7	18,5	26,5	7,6	37,8	7,4	50,6	9,3	69,0	10,1
3.OG	3,7	18,5	18,9	6,5	30,4	6,1	41,3	10,0	58,9	11,0
2.OG	3,7	18,5	12,4	4,6	24,3	4,4	31,3	10,9	47,9	12,3
1.OG	3,9	19,5	7,8	1,0	19,9	1,4	20,4	13,4	35,6	16,4
EG	4,2	21,0	6,8	6,8	18,5	18,5	7,0	7,0	19,2	19,2

Rissbildung auch keine Schubspannungen übertragen werden können. Da aber auch angenommen wird, dass im Erdgeschoss der Restwandscheibe keine Horizontalkräfte in den Baugrund abgeleitet werden können, muss also der gesamte Schub konzentriert an der linken Rahmenecke (der knapp im Druckbereich liegt- siehe Abbildung 9.23(c)) eingeleitet werden. Eine derart konzentrierte Einleitung wird mit dem gründerzeitlichen Mauerwerk jedoch nicht möglich sein.

Bei *Last von links* werden im Gegensatz zum Verhalten des in Abschnitt 9.8.3 beschriebenen Systems die gesamten Schubkräfte in den Rahmen eingeleitet. Das für einen Rahmen typische Bild der Schubverformung führt auch dazu, dass im Anschlussbereich „Riegel-darüberliegende Wand“ die Krümmung (Rotation ϕ_y) sehr gering ist, was sich auch positiv auf das Verformungsverhalten der oberen Geschosse auswirkt.

10 Resümee

Das Ziel dieser Diplomarbeit war es, den Einfluss von Mauerwerksöffnungen in Zwischenwänden auf die Aussteifung von Gründerzeitbauten zu untersuchen. Bauliche Maßnahmen wie eben solche, erfordern eine genaue Kenntnis der Tragstruktur des Bestandes, weshalb sich auch ein Teil dieser Diplomarbeit mit den Aussteifungselementen der Gründerzeitbauten beschäftigt. Charakteristisch für diese Bauwerke sind vor allem die aus Holz gefertigten Geschossdecken. Grundsätzlich sind sie nur schwach schubsteif in ihrer Ebene, weshalb ihnen üblicherweise rechnerisch keine Scheibenwirkung zugerechnet wird und deshalb auch die Zwischenwände als aussteifend zu betrachten sind. Da durch die strengen Anforderungen des Eurocodes die schlanken Zwischenwände bereits im ungestörten Zustand maßgeblich für den Tragsicherheitsnachweis im Lastfall Erdbeben sind, ist es schon an sich problematisch, diese mittels Durchbrüche noch weiter zu schwächen. In Wien wird dementsprechend seitens der Behörden gefordert, dass beim Entfernen von Wandteilen die ursprüngliche Tragfähigkeit wieder hergestellt wird.

Diese Thematik wurde mittels einer rechnerischen Untersuchung einer Zwischenwand aus einem typischen Wiener Gründerzeithaus behandelt: Die Ermittlung der Erdbebensatzkräfte wurde durch das Ersatzkraftverfahren durchgeführt, wobei die besagte Wand im ungestörten Zustand lediglich eine Kapazität von 19% gegenüber dem ihr zufallenden Anteil aus dem Bemessungsbeben aufweist. Im nächsten Schritt wurde in der rechten Wandhälfte der 7,03 m langen Wand eine geschosshohe Öffnung mit einer Breite von 3,00 m eingefügt.

Eine übliche Art diese Schwächung zu kompensieren erfolgt durch das Einstellen eines Zweigelenkrahmen. Diesem wird der vom nunmehr entfernten Wandteil ursprünglich aufgebrauchte Schubwiderstand als Belastung zugewiesen. Maßgeblich für die Dimensionierung des Rahmen ist vor allem die Kontrolle der Schadensbegrenzung nach Eurocode, also die Forderung sich nicht zu stark zu verformen. Ein solcher Zweigelenkrahmen bestehend aus Profilen IPE-300 entspricht den genannten Bedingungen. Diese Art der Berechnung ist relativ einfach und rasch durchzuführen da nur das betroffene Geschoss betrachtet wird.

Es stellt sich jedoch die Frage, ob sich in dem gemeinsamen System, bestehend aus der relativ steifen Mauerwerksscheibe und dem weicheren Zweigelenkrahmen, auch tatsächlich eine solche Kräfteverteilung einstellt. Im Rahmen dieser Arbeit wurde zunächst durch eine lineare Berechnung dieser Fragestellung nachgegangen. Eine Scheibe ist im Vergleich zum Rahmen um ein Vielfaches steifer, weshalb bei Abbildung dieses gemeinsam wirkenden Systems in einem Federmodell auch der weitaus größte Anteil der Einwirkung von der Scheibe angezogen wird. Ein Rahmen müsste eine ebenso große Steifigkeit aufweisen um Kräfte anziehen und somit die Mauerwerksscheibe entlasten

zu können. Schlussendlich ist aber ein solches Modell nicht geeignet, da es das Materialverhalten des Mauerwerks, sprich das Fehlen einer Zugfestigkeit, nicht berücksichtigt. Aus diesem Grunde musste auch ein zu Beginn der Arbeiten an dieser Diplomarbeit ins Auge gefasster Versuch, die Interaktion zwischen Ersatzrahmen und der über die gesamte Gebäudehöhe verlaufenden Zwischenwand, in einer Excelberechnung abzubilden, und dadurch einen „idealen Rahmen“ zu ermitteln, wieder verworfen werden.

Aufgrund dieser Umstände wurde mithilfe einer nichtlinearen Berechnung in einem Finite Elemente Programm die über die gesamte Gebäudehöhe verlaufende Zwischenwand mit der besagten Öffnung im Erdgeschoss untersucht, wobei definiert wurde, dass die Scheibe nur Druckkräfte übertragen kann. Da die Öffnung unsymmetrisch angeordnet wurde, ist das Gebäudeverhalten dementsprechend von der Richtung der Erdbebeneinwirkung abhängig. Ausgewertet wurden die Ergebnisse von verschiedenen Rahmengenometrien: Zweigelenrahmen, Geschlossene Rahmen, Rahmen mit Kopfbändern oder mit Abstreibungen. Somit sollte für die gegebene Situation die am besten geeignete und wirtschaftlichste Lösung gefunden werden.

Liegt der Rahmen in der Druckzone ist es möglich zu zeigen, dass die Verformungen und Schnittgrößen in der Wand direkt durch Variation der Steifigkeit des Ersatzrahmen beeinflusst werden können. Durch eine entsprechende Konfiguration des Rahmen ist es somit möglich für die verbliebene Restwandscheibe den Tragfähigkeitsnachweis ohne Einsatz von großflächigen Verstärkungsmaßnahmen zu erbringen. Dafür ist ein Rahmen mit einer Steifigkeit von etwa 3 MN/m notwendig, der am wirtschaftlichsten mit einem geschlossenen Rahmen bestehend aus IPE-300 Profilen realisiert werden kann.

Liegt der Rahmen jedoch in der Zugzone, so hat seine Steifigkeit kaum Einfluss auf das Verformungsverhalten der Wand. Kern des Problems ist der Verlauf der Drucktrajektorien hin zum Rand der Wandscheibe, weshalb der Rahmen nicht aktiviert werden kann. Die in der Erdgeschosswand auftretenden Schubspannungen könnten nicht vom Mauerwerk aufgenommen werden und würde versagen. Problematisch an dieser Betrachtung ist sicherlich die einschränkende Annahme, dass das Bestandsmauerwerk rechnerisch nur aus der Haftreibung heraus einen Schubwiderstand aufbauen kann. Dementsprechend wäre es hilfreich, wenn für einen solchen Fall Versuche durchgeführt werden würden, die das Umlagern der Kräfte vom überbeanspruchten Mauerwerk hin zum Rahmen in der Realität abbilden könnten.

Um der besagten Überbeanspruchung in der Restwandscheibe auf konstruktive Weise entgegenzuwirken wurden in der Diplomarbeit verschiedene Möglichkeiten schematisch vorgestellt. So wäre es möglich durch Spritzbetonverstärkung oder Einsatz von Faserverbundwerkstoffen die Schubtragfähigkeit zu erhöhen. Um überhaupt die gesamte Problematik zu umgehen, lässt sich aufgrund der Ergebnisse der Berechnungen folgern, dass Mauerwerksöffnungen grundsätzlich eher zentral angeordnet werden sollten. Nur so kann sichergestellt werden, dass bei Erdbebeneinwirkung aus beiden Richtungen der Ersatzrahmen auch wirklich aktiviert wird und so positiv auf das Tragverhalten der gesamten Wandscheibe wirken kann.

Tabellenverzeichnis

1.1	Makroseismische Intensitätsskala MSK 1964 (gekürzt) aus [Mül84]	8
1.2	Schadensbeben in Österreich seit 1995 mit einer Epizentralintensität vom Grad 6 nach [Fle05]	11
3.1	Werte von φ zur Berechnung von ψ_{Ei}	20
3.2	Teilsicherheitsbeiwerte für Mauerwerk aus [EC6]	20
3.3	Mindestfestigkeit von Mörtel aus [ÖN8]	24
3.4	Verhaltensbeiwerte aus [ÖN6a]	24
3.5	Empfohlene geometrische Bedingungen für Schubwände; aus [EC8a] . .	25
4.1	Horizontale Steifigkeit von Rahmen verschiedener Aussteifungssysteme (Stahlrahmen aus IPE-300; $\ell = 3,50\text{ m}$; $h = 4,20\text{ m}$; $\alpha_1 = 0,50$)	38
7.1	Gebäudeparameter aus Abbildung 7.1 für Wiener Gründerzeithäuser gemäß Ingenieurbefund (aus [Ach11b])	65
9.1	Materialannahmen	89
9.2	Lastaufstellung	89
9.3	Massenzusammenstellung	90
9.4	Zusammenstellung Einwirkung auf Wand W7	91
9.5	Aufteilen der Horizontalkräfte auf Rahmen und Scheibe nach FEM-Berechnung für Extremfall OHNE AUFLAST aus Obergeschossen . . .	107
9.6	Aufteilen der Horizontalkräfte auf Rahmen und Scheibe nach FEM-Berechnung für Extremfall: „Vertikalverformung behindert“	115
9.7	Stockwerkverschiebungen der ungestörten Wand in Scia ermittelt . . .	118
9.8	Steifigkeiten der untersuchten Rahmensysteme	118
9.9	Verformungen der Wand bei Last von rechts [mm]	128
9.10	Verformungen der Wand [mm]- Nur Rahmen steift im EG aus	130

Abbildungsverzeichnis

1.1	Schematische Darstellung der Entstehung von Erdbeben aus [Bac02]	6
1.2	Radiale Fortpflanzung von Erdbebenwellen aus [Gun08]	6
1.3	Erdbebenwellen aus [Mül84]	9
1.4	Wechselwirkungen zwischen Boden und Bauwerk aus [Gun08]	9
1.5	Karte der österreichischen Erdbebenzonen vor und nach Einführung des Eurocode 8; nach [Ach11a] bzw. [ÖNORM B 4015]	10
2.1	Mauerwerk unter einer Schubbeanspruchung in Scheibenebene. a) Mauerwerkswand b) herausgeschnittenes Wandelement c) Einzelstein; aus [Jäg10]	12
2.2	Versagensarten von Mauerwerksscheiben unter seismischer Einwirkung .	14
2.3	Rissbildung in Mauerwerkswänden infolge übermäßiger Deckendurchbiegung; aus [Jäg10]	15
2.4	Verhalten unterschiedlicher Lösungen für das Tragwerk eines Hochbaus: a)Hoher Tragwiderstand jedoch nur kleine Duktilität notwendig b)Niedrigerer Tragwiderstand jedoch höhere Duktilität notwendig; aus [Bac02]	15
2.5	Ansätze zur Abminderung des Tragwiderstandes bzw. der Ersatzkraft: a) Prinzip der gleichen Verschiebung b) Prinzip der gleichen Arbeit; aus [Bac02]	17
2.6	Tragwerksverformungen: a) Stockwerkverschiebung δ , b) Fugenbreite Δ zwischen benachbarten Gebäuden; aus [Bac02]	18
3.1	Mitwirkende Breite bei auf Schub beanspruchten Wänden: h_{tot} =Gesamthöhe eines Tragwerks, h =lichte Höhe einer Wand, ℓ_s =Abbildung; aus [EC6]	23
3.2	Verteilung der Gesamterdbebenkraft über die Gebäudehöhe; aus [Mes07]	28
4.1	Gestaltung der Gebäudeform bzw. der Deckenscheibe im Grundriss; aus [Bac02]	31
4.2	Anordnung der Tragelemente für die Erdbebenkräfte mit Steifigkeitszentrum S und Massenzentrum M; aus [Bac02]	32
4.3	Ungünstige Steifigkeitsverteilung über die Höhe und Tragverformungsverhalten aus [Poc03]	32
4.4	Biegesteife Rahmen mit unterschiedlicher Höhe der Stiele; aus [Poc03] .	33
4.5	Klassifizierung von Wandscheiben nach der Steifigkeit und dem Verformungsverhalten a) Schlanke biegeeweiche Wandscheibe b) Steife biegeeweiche Wandscheibe c) Gedrungene Wandscheibe; aus [Poc03]	34
4.6	Rahmen mit starren Stielen; nach [Poc03]	35
4.7	Bezeichnung und Verformung von eingeschossigen Rahmen mit starren Riegeln aus [Poc03]	35

4.8	Geschlossene, eingeschossige Rahmen mit flexiblen Riegeln aus [Poc03]	36
4.9	Eingeschossiger Rahmen mit flexiblen Riegeln aus [Poc03]	37
4.10	Verformungen eines Zweigelenrahmens abhängig von den Stabsteifigkeiten; $h = 4, 20 m$; $\ell = 3, 50 m$	38
4.11	Verformungen eines eingespannten Rahmen abhängig von den Stabsteifigkeiten; $h = 4, 20 m$; $\ell = 3, 50 m$	39
4.12	Verformung eines geschlossenen Rahmens abhängig von den Stabsteifigkeiten; $h = 4, 20 m$; $\ell = 3, 50 m$; $\alpha_1 = 0, 50$	39
4.13	Verformungen eines geschlossenen Rahmen zufolge unterschiedlichem Verhältnis Breite (ℓ) zu Höhe (h); $\alpha_1 = 0, 50$; $I_{Stiel} = 5700 cm^4$ (HEB-200)	40
4.14	Eingeschossiges Fachwerk unter Horizontalbelastung und resultierender Verschiebung [Poc03]	41
4.15	Federschaltungen [Poc03]	42
4.16	Verformungsfigur und mögliche statische Ersatzsysteme [Mes07]	43
4.17	Nachweis des Verdübelungssturzes; nach [Mes07]	44
4.18	Parameter eines gelochten Wandscheibenabschnittes, aus [Fle08]	45
5.1	Gründerzeithaus im 4. Wiener Gemeindebezirk	49
6.1	Holzdecken aus [Kol89]	53
6.2	Ziegelkappendecke aus [Kol89]	55
6.3	Verformungsverhalten zufolge Erdbeben: a) Gebäude mit Holzdecken ohne Verschließung b) Gebäude mit Holzdecken und Verschließung c) Gebäude mit steifen Decken und Schließrost; aus [Tom06]	55
6.4	Verschließung aus [Kol89]	56
6.5	Aussteifungssysteme und ihre Lasteinflussbereiche; aus [PB10]	57
7.1	Schematische Darstellung der gemäß Ingenieurbefund zu untersuchenden Gebäudeparameter eines typischen Wiener Gründerzeithauses (Erläuterungen in Tabelle 7.1 angegeben); aus [Ach11b]	64
7.2	Kenntnisstände und zugehörige Berechnungsmethoden (LF: Vereinfachtes Antwortspektrumsverfahren (Ersatzlastverfahren), MRS: Multimodales Antwortspektrumsverfahren) und Konfidenzbeiwerte (CF); aus [EC8b]	66
8.1	Verpressung von Mauerwerk (Längsschnitt) aus [Nab05]	68
8.2	Verbindung von Mauerwerk durch Stahlanker: a) Stahlanker zur Anbindung benachbarter Bauteile; b) Einbau von Stahlnadeln zur Vernähung von Rissen; nach [Nab05]	69
8.3	Aussteifen durch horizontales Verspannen; aus [Tom06]	70
8.4	Nachträgliche Herstellung von Deckenverschließungen; aus [FEM06]	71
8.5	Verbindung von nachträglich hergestelltem Rost an Mauerwerk; aus [Lag09]	72
8.6	Neue Stahlbetondecke; aus [Tom06]	73
8.7	Spritzbetonschale auf Mauerwerk. Bewehrung durch Stahlanker verbunden; aus [Tom06]	74
8.8	Probleme bei nur teilweiser Verstärkung der Wand durch SPB; aus [FEM06]	76
8.9	Prinzipskizzen zum Aufbau von Eingefasstem Mauerwerk; aus [nic12]	78

8.10	Mehrgeschossige Tragwand mit und ohne Öffnungen; aus [Zim99]	80
9.1	Ersatzmaßnahmen bei vertikal nicht durchlaufender Aussteifungssituation [Pec07]	81
9.2	Ausbildung eines Gewölbes durch Öffnungen- Lastdreieck; l = Länge des Sturzes, l_0 = lichte Weite, l_e = Stützweite, b = Auflagerlänge; nach [ÖN6b]	82
9.3	Möglichkeiten zum Unterfangen tragender Mauerwerkswände; aus [Ric03]	83
9.4	Abschnittweise hergestellte Stahlbeton-Unterzüge in Bestandswänden; aus [Bee08]	84
9.5	Abstützung durch das Gebäude bis zum tragfähigen Untergrund geführt; aus [Ric03]	86
9.6	Grundriss des Beispielgebäudes- Abmessungen des 3.OG sowie Richtung der betrachteten horizontalen Einwirkung aus Erdbeben; vgl.[Arc08] . .	87
9.7	Ansicht der Wand W7 mit Abmessungen und Lage des später unter- suchten Durchbruchs	88
9.8	Rahmen mit Belastung und Ergebnisverlauf für M_y und N aus SCIA eingefügt	93
9.9	Lineares Modell von Rahmen und Scheibe mit Schub- kraftübertragung	98
9.10	Nichtlineares Modell von Rahmen und Scheibe ohne Schubkraftübertra- gung	100
9.11	Nichtlineares Modell von Rahmen und Scheibe mit Schubkraftübertragung- Belastung v. links	103
9.12	Nichtlineares Modell von Rahmen und Scheibe mit Schubkraftübertragung- Belastung v. rechts	104
9.13	Vergleichsmodell	105
9.14	Nichtlineares Modell der ungestörten Wand bei Last v. links	106
9.15	Vergleichsmodell für lineare Berechnung einer oben und unten einge- spannten Wandscheibe	109
9.16	Rahmen-Scheibe mit schubsteifer Verbindung- Berechnung für Fall mit behinderter Vertikalverformung; lineare Berechnung für Last v. rechts .	110
9.17	Modell für behinderte Vertikalverschiebung	111
9.18	Rahmen-Scheibe mit schubsteifer Verbindung- Berechnung für Fall mit behinderter Vertikalverformung; Last v. links	112
9.19	Rahmen-Scheibe ohne schubsteife Verbindung- Nichtlineare Berechnung für Fall mit behinderter Vertikalverformung; Last v. links	113
9.20	Rahmen-Scheibe mit schubsteifer Verbindung- Nichtlineare Berechnung für Fall mit behinderter Vertikalverformung; Last v. rechts	114
9.21	Ungestörte Wandscheibe- Spannungsverteilungen	116
9.22	Untersuchte Rahmensysteme	119
9.23	System bzw. Spannungstrajektorien bei Öffnung im EG	120
9.24	Verformungen abhängig vom Trägheitsmoment der Stahlprofile	121
9.25	Abhängigkeit der Verformungen im 4.OG und der Rahmensteifigkeit . .	122
9.26	Steifigkeit-Gewicht der Stahlrahmen	123
9.27	Maximale Querkraft und Druckspannungen σ_y in der EG- Wand	124

9.28	Spannungsverläufe in der EG- Wand	125
9.29	Druckspannung σ_y in geschlossenem Rahmen aus IPE 300 bei Last v. Rechts	127
9.30	Schubspannungsverteilung σ_{xy} bei geschlossenem Rahmen aus IPE300 zufolge Last v.Rechts	127
9.31	Schubspannungsverteilung σ_{xy} bei geschlossenem Rahmen aus HEA320 zufolge Last v.Rechts	128

11 Literaturverzeichnis

- [Ach11a] ACHS, GÜNTHER: *Erdbeben im Wiener Becken*. VCE Holding GmbH, 1. Auflage, 2011.
- [Ach11b] ACHS, GÜNTHER: *Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern- Beurteilung, Klassifizierung und experimentelle Untersuchungen*. Doktorarbeit, TU Wien, 2011.
- [Arc08] KAMMER DER ARCHITEKTEN UND INGENIEURKONSULENTEN FÜR WIEN UND NIEDERÖSTERREICH: *Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschossausbau leicht- Erläuterung Nr.3*, März 2008.
- [Bac02] BACHMANN, HUGO: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Birkhäuser Verlag, 2. Auflage, 2002.
- [Bau11] *Unterlagen zum Vorbereitungskurs Befähigungsprüfung Baumeister*. TU Wien, August 2011.
- [Bee08] BEECKEN, CHRISTOPH: *Konstruktive Besonderheiten beim Bauen im Bestand: Problemstellungen und Speziallösungen am Beispiel eines Hotelprojektes in der Sächsischen Schweiz*. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 11:S.758–765, 2008.
- [EC6] *ÖNORM EN 1996-1-1:2009: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten- Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*. Österreichisches Normungsinstitut.
- [EC8a] *ÖNORM EN 1998-1:2005: Eurocode 8: Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben- Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. Österreichisches Normungsinstitut.
- [EC8b] *ÖNORM EN 1998-3:2010-12: Eurocode 8: Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben- Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden*. Österreichisches Normungsinstitut.
- [FEM06] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY: *FEMA 547: Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, 2006.
- [Fle05] FLESCHE, RAINER: *Schadensbeben in Österreich- Beurteilung bestehender Bauwerke*. Bautechnik 82, Heft 8:S.533–538, 2005.
- [Fle08] FLESCHE, RAINER: *Erdbebenlasten Eurocode 8- Praxisbeispiel Hochbau aus Mauerwerk*. Austrian Standards plus GmbH, 1. Auflage, 2008.

- [Gra07] GRAUBNER, CARL-ALEXANDER: *Nachweis tragender Mauerwerkswände unter Erdbebeneinwirkung nach DIN 4149 in Verbindung mit DIN 1053-100*. Mauerwerk-Kalender 2007, Seiten 379–419, 2007.
- [Gun08] GUNKLER, ERHARD: *Mauerwerk Kompakt*. Werner Verlag, 1. Auflage, 2008.
- [Jäg10] JÄGER, WOLFRAM: *Mauerwerk, Bemessung nach DIN 1053-100*. Ernst u. Sohn, 1. Auflage, 2010.
- [Kol89] KOLBITSCH, ANDREAS: *Altbaukonstruktionen*. Springer, 1. Auflage, 1989.
- [Kol10] KOLBITSCH, ANDREAS: *Skriptum aus Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten*. Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung, 1. Auflage, 2010.
- [Kra07] KRAMER, HELMUT: *Angewandte Baudynamik*. Ernst u. Sohn, 1. Auflage, 2007.
- [Lag09] LAGOMARSINO, SERGIO: *Evaluation and Recuotion of the vulnerability of masonry buildings*. <http://www.reluis.it/index.php?lang=en>, 2009.
- [Lu10] LU, SUIKAI: *Bemessungsmethode für eingefasstes Mauerwerk auf Grundlage des Eurocode 6*. Mauerwerk 14, Heft 5:S.293–296, 2010.
- [Mar98] MARKMANN, CHRISTIAN: *Bemessung im Mauerwerkbau*. Ernst u. Sohn, 1. Auflage, 1998.
- [Mes07] MESKOURIS, KONSTANTIN: *Bauwerke und Erdbeben*. Vieweg Teubner Verlag, 2. Auflage, 2007.
- [Mül84] MÜLLER, FRITZ: *Erdbebensicherung von Hochbauten*. Ernst u. Sohn, 2. Auflage, 1984.
- [MSt08] MAGISTRATSABTEILUNG 37 GRUPPE S DER STADT WIEN: *Merkblatt Statistische Vorbemessung*, März 2008.
- [ÖN6a] ÖNORM B 1996-1-1:2009: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten- Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk- Nationale Festlegungen*. Österreichisches Normungsinstitut.
- [ÖN6b] ÖNORM B 1996-3:2009: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten- Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten- Nationale Festlegungen*. Österreichisches Normungsinstitut.
- [ÖN8] ÖNORM B 1998-1:2011: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben- Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten- Nationale Festlegungen*. Österreichisches Normungsinstitut.
- [Nab05] NABIL, A.FOUAD: *Verstärkungsmöglichkeiten für Mauerwerk in stark erdbebengefährdeten Gebieten*. Mauerwerk-Kalender 2005, Seiten 185–208, 2005.
- [nic12] *Earthquake resistant confined masonry construction*. <http://www.nicee.org/confinedmasonry.php>, Februar 2012.

- [PB10] PETER BAUER, ERICH KERN, PETER RESCH: ... *und wenn die ganze Erde bebt*. <http://www.arching.at>, April 2010.
- [Pec07] PECH, ANTON; ZACH, FRANZ: *Ertüchtigung von Mauerwerksbauten gegenüber Erdbebeneinwirkung*. Mauerwerk-Kalender 2007, Seiten 75–117, 2007.
- [Pfe09] PFEIFFER, UWE: *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Klebeverbund zwischen Mauerwerk und Faserverbundwerkstoffen*. Doktorarbeit, Universität Kassel, 2009.
- [Poc03] POCANSCHI, ADRIAN: *Kräfte in Bewegung- Die Techniken des erdbebensicheren Bauens*. B.G. Teubner Verlag, 1. Auflage, 2003.
- [Ric03] RICCABONA, CHRISTOF: *Baukonstruktionslehre 5- Sanierungen, Industriebau, Fassaden*. Manz Verlag, 5. Auflage, 2003.
- [Sci] *Handbuch Scia Engineer*.
- [Sei10] SEIM, WERNER: *Nachträgliche Verstärkung gemauerter Tragwerke mit Faserverbundwerkstoffen*. Bautechnik 87, Heft 2:S.51–60, 2010.
- [Tom06] TOMAZEVIC, MIHA: *Earthquake resistant design of masonry buildings*. Imperial College Pr., 1. Auflage, 2006.
- [Wik12] *Wikipediaeintrag zu Gründerzeitbauten*, <http://de.wikipedia.org/wiki/Gründerzeit>, Februar 2012.
- [Zim99] ZIMMERLI, BRUNO: *Mauerwerk: Bemessung und Konstruktion*. Birkhäuser, 1. Auflage, 1999.