



Doctoral Thesis

Seismic Hazard of Historic Residential Buildings

Evaluation, Classification, and Experimental Investigations

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

Dissertation

Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern

Beurteilung, Klassifizierung und experimentelle Untersuchungen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaften
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen
von

Dipl.-Ing. Günther Achs
Matrikelnummer 0025133
Neustiftgasse 73, 7122 Gols

Gutachter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Christoph Adam
Institut für Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften
Leopold-Franzens-Universität Innsbruck
Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck

Gutachter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch
Institut für Hochbau und Technologie
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13 E206/4, 1040 Wien

Wien, März 2011

Vorwort

Die vorliegende Arbeit wurde im Rahmen meiner Tätigkeit als Angestellter der VCE-Holding GmbH für das Forschungsprojekt SEISMID verfasst. Mein Dank gilt dem Zentrum für Innovation und Technologie (ZIT), welches durch die Finanzierung des Projekts SEISMID maßgeblich die Untersuchungen ermöglicht hat.

Für die unermüdliche, stets konstruktive und motivierende Betreuung gilt mein aufrichtiger Dank Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Christoph Adam, ohne dessen Unterstützung die Durchführung der vorliegenden Arbeit nicht möglich gewesen wäre.

Bedanken möchte ich mich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch für die Zweitbegutachtung dieser Arbeit.

Weiters bedanke ich mich bei Herrn Hon.Prof. Dipl.-Ing. Dr. Helmut Wenzel, Geschäftsführer bei VCE-Holding GmbH, der mir das Verfassen dieser wissenschaftlichen Arbeit während meiner beruflichen Tätigkeit ermöglicht hat. Die Unterstützung und unermüdliche Hilfestellung zahlreicher Kolleginnen und Kollegen bei der VCE-Holding GmbH haben zum Gelingen der durchgeführten Untersuchungen maßgeblich beigetragen, wofür ich mich herzlich bedanke.

Für die Organisation der messtechnischen Versuche möchte ich allen beteiligten Mitarbeitern und Partnern des Forschungsprojekts SEISMID Dank aussprechen.

Überdies gilt ein außerordentlicher Dank meinen Eltern, meiner Frau Anke, und meinen Töchtern Klara und Ida, die mich uneingeschränkt unterstützt und stets besonders motiviert haben.

Zusammenfassung

Die Erdbebensicherheit von Bestandsbauwerken stellt ein zentrales Thema einer umfassenden seismischen Risikoeinschätzung dar. Insbesondere in Städten, die einen überdurchschnittlich hohen Anteil an historischen Bauwerken aufweisen, ist eine Beurteilung und Einschätzung dieser Gebäude unumgänglich. Im Stadtzentrum von Wien bilden so genannte Gründerzeithäuser, die innerhalb der gleichnamigen Bauperiode von 1840 bis 1918 errichtet wurden, den vorrangigen Gebäudetyp. Diese wurden oftmals seit ihrer Errichtung kaum baulich verändert und werden nach wie vor überwiegend als Wohngebäude genutzt. Vor allem die mangelnde Kenntnis der Materialeigenschaften, Konstruktionsweise und des baodynamischen Verhaltens hat in den vergangenen Jahren zu vermehrten öffentlichen Diskussionen über die Sicherheit der Gründerzeithäuser, vor allem auch im Hinblick auf die Gefährdung durch Erdbeben geführt.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, eine umfassende Beurteilung und Bewertung von Wiener Gründerzeithäusern auf Basis visueller Begutachtungen durchzuführen, die in einer realitätsnahen Einschätzung der Erdbebengefährdung dieses Gebäudetyps resultiert. Dazu wurde in Anlehnung an bestehende Gebäudebeurteilungen eine Methode entwickelt, mit deren Hilfe in relativ kurzer Zeit eine große Anzahl an Häusern effizient beurteilt und bewertet werden kann. Die dafür erforderlichen Grundlagen wurden einerseits aus historischen Dokumenten erhoben andererseits aber auch aus aktuellen Erkenntnissen gewonnen. Die Beurteilungsmethodik basiert auf der Einschätzung des tatsächlichen Gebäudezustands, der mit Hilfe des entwickelten Bauwerksparmeters BP berücksichtigt wird, und auf der Schadensrelevanz SR , die auf die durch Erdbeben verursachten humanitären und ökonomischen Schäden eingeht. In weiterer Folge wurde daraus eine Klassifizierung der beurteilten Gebäude durchgeführt, anhand derer Schäden durch mögliche Erdbeben abgeschätzt werden können.

Die entwickelte und kalibrierte Beurteilungsmethodik wurde in einem groß angelegten Versuch an einer Vielzahl von Gründerzeithäusern im 20. Wiener Gemeindebezirk angewendet. Aus der daraus ermittelten Gefährdungskarte können die im Falle eines lokalen Erdbebens entstehenden Gebäudeschäden identifiziert werden.

Im weiteren Teil der vorliegenden Arbeit wurden mit Hilfe von umfangreichen experimentellen Untersuchungen Grundlagen über das dynamische System der Wiener Gründerzeithäuser gewonnen, aus denen Erkenntnisse über das Verhalten unter Erdbebenbeanspruchung abgeleitet werden können. Der besondere Vorteil einer messtechnischen Untersuchung besteht darin, dass die unterschiedlichen Eigenschaften der Wiener Gründerzeithäuser durch die Erfassung des Ist-Zustands bereits in den Ergebnissen

enthalten sind. Bei den Untersuchungen der vorliegenden Arbeit konnte zudem durch Messungen vor und nach einer bautechnischen Veränderung des Gebäudes der genaue Einfluss dieser Änderungen festgestellt werden. Dabei wurde anhand eines Testobjekts der Einfluss eines Dachgeschoßausbaus in Leichtbauweise auf das globale dynamische Verhalten des Gründerzeithauses ermittelt und damit die bisher geltenden rechtlichen Grundlagen bestätigt werden. Im Rahmen einer weiteren Untersuchung wurde der Beitrag von Zwischenwänden und Holzbalkendecken an der globalen Gebäudesteifigkeit durch gezieltes Entfernen einzelner Elemente und begleitender messtechnischer Untersuchungen verifiziert. Sämtliche experimentell ermittelte Ergebnisse wurden zusätzlich anhand einfacher numerischer Modell nachgerechnet und bestätigt. Aus den Ergebnissen dieser Analysen können weitreichende Erkenntnisse für den Nachweis der Wiener Gründerzeithäuser im Erdbebenfall gewonnen werden.

Abstract

Reliability of existing buildings is a major issue of a comprehensive seismic hazard assessment. Particularly in urban areas with a huge amount of historic buildings the evaluation and assessment of those buildings is indispensable. In the city centre of Vienna so-called *Gründerzeithäuser*, structures which were erected within the building phase between 1840 and 1918, represent the predominant type of building. Mostly, these structures have been retained unchanged without considerable structural improvement for decades, but nevertheless are typically still used as residential buildings. Especially the lack of information and scientific investigations about the material properties, the detailed construction and the dynamic behaviour of those buildings has led to many discussions about their vulnerability under seismic loading.

It is therefore the main intent of the Doctoral Thesis to carry out a comprehensive assessment and evaluation methodology based on visual inspections for the considered historic buildings in Vienna in order to obtain a realistic estimation of the damage potential under seismic loading of this particular building type. According to existing procedures an efficient method was developed to assess and evaluate a large amount of buildings within an adequate period of time. The essential information for the development of the method was made available from historic documents as well as from current scientific research results. Hence, the evaluation and assessment method for *Gründerzeithäuser* in Vienna consists of various parameters to describe the actual condition of the structure and the damage potential of the building in case of an earthquake event. After the evaluation and assessment of a certain structure, the building is classified in order to estimate the possible damages due to an earthquake.

In an application of the evaluation and assessment methodology a large amount of *Gründerzeithäuser* in the 20th district of Vienna was investigated. Subsequent to the classification of the buildings a seismic hazard map of the reviewed area was plotted to identify local damages due to a local earthquake event.

In a further part of the Doctoral Thesis basic information about the dynamic system of the considered historic buildings in Vienna was obtained by means of in-situ investigations in order to derive scientific findings on the dynamic behaviour under seismic loading of these structures. One of the biggest advantages of experimental investigations on existing buildings is the recording of the actual condition of a structure. In particular, the most interesting parameters of the present historic buildings is the modification of the dynamic behaviour during structural changes. These modifications can be favourably identified by comparison of the structural behaviour with and without certain changes.

Using this methodology, experimental investigations on the test-object *Riglergasse* revealed a very low influence of the reconstruction of an unused attic in light-weight-design on the global dynamic behaviour of the building, which is therefore a confirmation of the legal basics for these subsequent constructions so far.

During a further investigation of the test object *Spittelbreitengasse* the contribution of non-structural elements on the dynamic behaviour of the building could be identified. Especially the influence of partition walls and wooden floors on the global stiffness of the building could be verified.

In addition the experimental results were checked by means of a numerical model of the structures. The conclusions therefore provide important technical expertise for the seismic vulnerability assessment of historic buildings in Vienna.

Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeine Grundlagen	1
1.1 Erdbebenbelastung von Bestandsbauwerken	2
1.2 Gründerzeitbauten der Stadt Wien.....	4
1.2.1 Historischer Hintergrund.....	4
1.2.1.1 Bevölkerungswachstum	4
1.2.1.2 Bautätigkeit.....	5
1.2.1.3 Frühgründerzeit (1840-1870).....	5
1.2.1.4 Hochgründerzeit (1870-1890).....	8
1.2.1.5 Spätgründerzeit (1890-1918)	9
1.2.2 Bauweise	10
1.2.2.1 Konstruktionsweise	10
1.2.2.2 Mauerwerk.....	11
1.3 Normative Grundlagen.....	12
1.4 Motivation.....	13
1.5 Überblick über die vorliegende Forschungsarbeit	14
2. Zustandsbeurteilung	15
2.1 Nationale und Internationale Methoden.....	16
2.1.1 Ingenieurbefund.....	18
2.1.2 Beurteilung Wiener Gründerzeithäuser nach <i>Rusnov</i> [Rusnov, 2006].....	20
2.1.3 Forschungsprojekt <i>LESSLOSS</i> [LESSLOSS, 2007].....	20
2.1.4 Bewertung nach <i>Butenweg</i> [Butenweg, 2007]	20
2.1.5 Bewertung nach <i>Meskouris</i> [Meskouris, 2001].....	20
2.2 Stand der Technik - Richtlinien und Normen	21
2.2.1 USA - Federal Emergency Management Agency FEMA	21
2.2.2 Eurocode 8 [ÖNORM EN 1998-3, 2005].....	21
2.2.3 Schweiz - SIA-Merkblätter [SIA 2018, 2004].....	22
2.3 Entwicklung einer Zustandsbeurteilung für Wiener Gründerzeithäuser.....	23
2.3.1 Schadensrelevante Parameter	23
2.3.1.1 Gefährdete Personen.....	23
2.3.1.2 Bedeutungskategorie	24

2.3.1.3 Gebäudewert.....	24
2.3.1.4 Gefährdete Sachgüter	26
2.3.1.5 Umgebungswirkung	26
2.3.2 Gebäuderelevante Parameter	27
2.3.2.1 Erdbebenzone	35
2.3.2.2 Grundriss.....	36
2.3.2.3 Vertikale Regelmäßigkeit.....	38
2.3.2.4 Aussteifungen	41
2.3.2.5 Lokale Versagensmechanismen.....	43
2.3.2.6 Sekundärstrukturen.....	48
2.3.2.7 Baugrund	50
2.3.2.8 Fundierung.....	52
2.3.2.9 Erhaltungszustand und Gebäudeschäden.....	55
2.4 Beurteilungsmethodik.....	58
2.4.1 Gefährdungsklassen.....	59
2.4.2 Zusammenhang Erdbebenbelastung und Gebäudeschäden.....	61
2.5 Anwendung.....	64
2.5.1 Gebäudeauswahl.....	64
2.5.2 Bewertung und Beurteilung.....	65
2.5.3 Auswertung und Ergebnisse	65
2.6 Großflächige Anwendung auf Basis visueller Begutachtung	67
3. Experimentelle Untersuchungen	75
3.1 Allgemeines	76
3.2 Dynamische Anregung.....	77
3.2.1 Impulsanregung	77
3.2.2 Ambiente Anregung	78
3.3 Messkette - Signalverarbeitung.....	80
3.4 Identifikation der dynamischen Strukturparameter.....	82
3.4.1 Eigenfrequenzen	82
3.4.2 Eigenschwingungsformen	82
3.4.3 Strukturelle Bauwerksdämpfung	84
3.5 Einfluss eines Dachgeschoßausbaus in Leichtbauweise auf die globalen dynamischen Strukturparameter eines Gründerzeithauses	86
3.5.1 Versuchsobjekt Riglergasse 10.....	86
3.5.2 Dynamische Messungen.....	87
3.5.3 Ergebnisse	89
3.5.4 Vergleichsrechnung mittels numerischer Modellierung.....	95

3.6 Einfluss von Zwischenwänden, Holzdecken und der Dachkonstruktion auf die globalen dynamischen Strukturparameter eines Gründerzeithauses	98
3.6.1 Versuchsobjekt Spittelbreitengasse 30.....	98
3.6.2 Untersuchungsablauf.....	100
3.6.3 Dynamische Messungen.....	101
3.6.4 Globale dynamische Strukturparameter des Gebäudes im Originalzustand.....	104
3.6.4.1 Schwingungsantwort des Gebäudes im Originalzustand - Testquerschnitt 1.....	104
3.6.4.2 Schwingungsantwort des Gebäudes im Originalzustand - Testquerschnitt 2.....	109
3.6.4.3 Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und Dämpfungsmaß des Gebäudes im Originalzustand	113
3.6.4.4 Numerische Untersuchung - Dynamische Strukturparameter des Gebäudes im Originalzustand	115
3.6.4.5 Gegenüberstellung der messtechnisch und numerisch bestimmten Eigenfrequenzen des Gebäudes im Originalzustand.....	119
3.6.5 Strukturelle Veränderungen des Basiszustands des Gebäudes.....	120
3.6.5.1 Partielle Entfernung der Holztramdecken (Trakt Spittelbreitengasse)	120
3.6.5.2 Partielle Entfernung der Zwischenwände (Trakt Singrienergasse).....	122
3.6.5.3 Partielle Entfernung der Dachkonstruktion	124
3.6.6 Globale dynamische Strukturparameter des Gebäudes im modifizierten Zustand.....	125
3.6.6.1 Schwingungsantwort nach partieller Entfernung der Holztramdecken - Testquerschnitt 1	125
3.6.6.2 Schwingungsantwort nach Entfernung der Zwischenwände - Testquerschnitt 2	128
3.6.6.3 Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und Dämpfungsmaß des Gebäudes nach partieller Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände	130
3.6.6.4 Numerische Untersuchung - Dynamische Strukturparameter des Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände	132
3.6.6.5 Gegenüberstellung der messtechnisch und numerisch bestimmten Eigenfrequenzen des Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände.....	135
3.6.6.6 Ergebnisse Verifikationsmessung Testquerschnitt 2 (Entfernung Dachkonstruktion)	135
3.6.7 Gegenüberstellung der dynamischen Strukturparameter des Gebäudes im Originalzustand und im modifizierten Zustand.....	138
3.6.7.1 Partielle Entfernung der Holztramdecken im Gebäudetrakt Spittelbreitengasse	138
3.6.7.2 Entfernung der Zwischenwände - Gebäudetrakt Spittelbreitengasse	140
3.6.7.3 Partielle Entfernung der Dachkonstruktion	144
3.6.8 Abschätzung der Steifigkeitsreduktion zufolge der Entfernung der Zwischenwände.....	146
4. Zusammenfassung und Ausblick	149
Literatur.....	152
Anhang	161

1. Allgemeine Grundlagen

1.1 Erdbebenbelastung von Bestandsbauwerken

In den letzten Jahrzehnten wurden Bestandsbauwerke bei der Prognose von erdbebenbedingten Schadensszenarien vermehrt berücksichtigt. Dies liegt in erster Linie daran, dass im Rahmen von Schadensaufnahmen vergangener Erdbeben [Celik, 2010; Alarcon, 2010] oftmals Bestandsbauwerke hohe Gebäudeschäden aufwiesen und somit zur Gefahr für die darin befindlichen Personen wurden. Da Bestandsbauwerke zumeist aus verschiedenen Bauperioden stammen, wurde im Zuge der Errichtung eines Bauwerks auch der Widerstand gegenüber Erdbebenbelastung unterschiedlich genau berücksichtigt. Als Ergebnis daraus findet man in vielen Ländern ein Kollektiv verschiedener Bestandsbauwerke, die im Unterschied zu Neubauten keinen qualitativ einheitlichen Erdbebenwiderstand aufweisen.

Insbesondere in Ballungsräumen stellt die Beurteilung des Zustands von bestehenden Gebäuden hinsichtlich deren Gefährdung gegenüber Erdbebenbelastung einen wesentlichen Teil einer umfassenden Risikoeinschätzung dar. Da im Allgemeinen Ballungsräume eine große Anzahl von unterschiedlichsten Wohn-, Büro- und Gewerbebautypen aufweisen und in den überwiegenden Fällen die Gebäudezusammensetzung dabei über mehrere Jahrzehnte bzw. Jahrhunderte reicht, ist die bauliche Qualität und Ausbildung der Konstruktionen dementsprechend äußerst heterogen.

Im Stadtzentrum von Wien bilden die so genannten Gründerzeithäuser den überwiegend vorherrschenden Gebäudetyp. Gründerzeithäuser, die ursprünglich als Miets- bzw. Zinshäuser errichtet wurden, werden entweder zu reinen Wohnzwecken oder als eine Kombination aus Wohn- und Geschäftsnutzung genutzt. Gerade diese Gebäude, die häufig vor 100 bis 150 Jahre erbaut wurden, können hinsichtlich ihrer seismischen Tragfähigkeit derzeit noch nicht ausreichend analysiert werden. Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, eine Methode zu entwickeln, mit deren Hilfe Wiener Gründerzeithäuser hinsichtlich deren Erdbebenwiderstands effektiv und rasch beurteilt werden können, wobei diese durch zusätzlich erforderliche Erkenntnisse aus durchgeführten experimentellen Untersuchungen unterstützt wird.

In Abbildung 1.1 ist die Verbauung und Wohnstruktur Wiens, bearbeitet nach einem Entwurf von *Bobek* und *Lichtenegger* (Bearbeitung Elisabeth Lichtenegger im Rahmen der Lehrkanzel für Kulturgeographie der Universität Wien, © Kartographie, Druck und Verlag Freytag-Berndt und Artaria, Wien 1969), dargestellt, und es ist der große Anteil der Wiener Gründerzeithäuser an der Gesamtbebauung erkennbar.

Verbauung und Wohnstruktur der Stadt Wien:

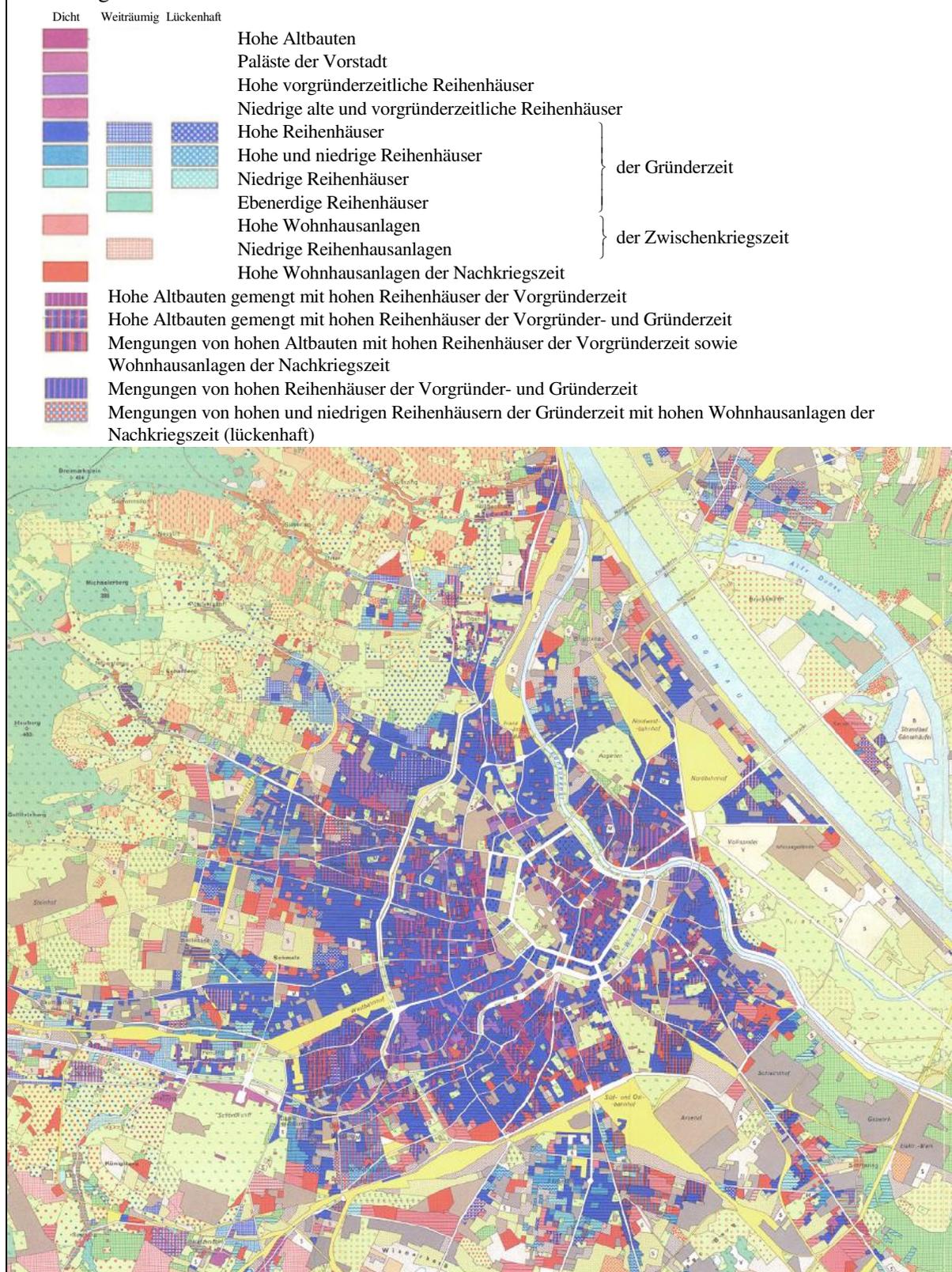


Abbildung 1.1: Verbauung und Wohnstruktur der Stadt Wien, bearbeitet nach einem Entwurf von *Bobek* und *Lichtenegger* (Bearbeitung Elisabeth Lichtenegger im Rahmen der Lehrkanzel für Kulturgeographie der Universität Wien, © Kartographie, Druck und Verlag Freytag-Berndt und Artaria, Wien 1969).

1.2 Gründerzeitbauten der Stadt Wien

1.2.1 Historischer Hintergrund

Der historische Hintergrund der Errichtung der Gründerzeithäuser war Gegenstand zahlreicher Untersuchungen, wobei eine besonders umfangreiche Darstellung von Balak [Balak, 1990] gegeben wird. Im Folgenden werden nur die für die vorliegende Arbeit wesentlichen Grundlagen dargestellt.

1.2.1.1 Bevölkerungswachstum

Die hohe Zunahme der Einwohnerzahl der letzten Jahrhunderte hatte einen wesentlichen Einfluss auf die bauliche Entwicklung der Stadt Wien. Vergleicht man die Bevölkerungszahl im Jahr 1840 (ca. 440.000 Einwohner) mit der um die Jahrhundertwende (ca. 1.650.000 Einwohner) so erkennt man, dass diese Steigerung nur durch enormes Wachstum im Wohnbau kompensiert werden konnte. Die maximale Einwohnerzahl Wiens wurde 1918 mit ca. 2.240.000 Einwohner erreicht. Diesen, durch die intensive Bauphase gekennzeichneten Zeitraum, nennt man deshalb *Gründerzeit*. Die gesamte Phase der Gründerzeit wird wiederum in drei Abschnitte unterteilt:

- Frühgründerzeit (1840-1870)
- Hochgründerzeit (1870-1890)
- Spätgründerzeit (1890-1918)

In Tabelle 1.1 ist das Bevölkerungswachstum Wiens innerhalb der Periode der Gründerzeit dargestellt [Balak, 1990].

	Entwicklungsphase	Einwohnerzahl	Durchschnittliche jährliche Wachstumsrate [%]
1840	Frühgründerzeit	440.000	2,19
1870	Hochgründerzeit	843.000	2,33
1890	Spätgründerzeit	1.342.000	2,03
1910	-	2.005.000	1,39
1918	-	2.238.000	-

Tabelle 1.1: Bevölkerungswachstum der Stadt Wien in der Gründerzeit [Balak, 1990].

Die rasche Zunahme der Einwohnerzahl während der Periode der Gründerzeit kann vor allem durch die hohe Zuwanderung und den Geburtenüberschuss begründet werden. Die wachsende Industrialisierung im Rahmen der Hochgründerzeit führte dazu, dass sich Betriebe aufgrund des erhöhten Platzbedarfs eher am Stadtrand ansiedelten, wodurch der Wiener Stadtkern weitestgehend in seiner Struktur bestehen blieb

[Balak, 1990]. Dies ist einer der Hauptgründe dafür, dass die Gründerzeithäuser in den inneren Bezirken immer noch den häufigsten Gebäudetyp darstellen.

1.2.1.2 Bautätigkeit

Im Wesentlichen kann die bauliche Entwicklung innerhalb der Gründerzeit zwischen öffentlicher, privater und kommunaler Bautätigkeit unterschieden werden.

Der Neu- und Ausbau der Eisenbahnen rund um Wien zeichnete die öffentliche Bautätigkeit aus. Im Nahbereich neu entstandener Schienenverkehrswege und Bahnhöfe entwickelten sich neue Straßenzüge und Stadtviertel (z.B. Westbahnstraße). Vor allem durch den Bau der Wiener Ringstraße wurde eine Verbindung der bis dato abgegrenzten Altstadt mit den Vorstädten geschaffen. In weiterer Folge wurde durch die Regulierung der Donau auch die Besiedlung des linken Donauufers ermöglicht.

Einen wesentlichen Einfluss auf die bauliche Gestaltung und Entwicklung der Wiener Innenstadt hatten die Bauordnungen. So wurde beispielsweise in der 1859 erlassenen Bauordnung festgelegt, dass die neu errichteten Gebäude eine Maximalhöhe von 22,10 m, und Straßen eine Mindestbreite von 13,60 m aufweisen, wodurch es in der Innenstadt oftmals zu vor- und zurückspringenden Gebäudekanten einzelner Häuser kommt [Balak, 1990].

Einen starken Anstieg der Bautätigkeit verursachte auch die 1859 von der Stadt Wien gesetzte Maßnahme, in der die bereits bestehende Wohnbauförderung zu einer vollkommenen Steuerbefreiung für Häuser, die in den kommenden fünf Jahren errichtet wurden, umgewandelt wurde.

Auch der Anstieg der Grundstückspreise beeinflusste die private Bautätigkeit. Dadurch wurden niedrige Bürgerhäuser unrentabel und es kam zu einer vermehrten Aufstockung der Gebäude.

Unter anderem durch die Errichtung der Wiener Ringstraße stieg auch die Anzahl von Baugesellschaften. Oftmals wurden die Gebäude durch Baumeister geplant und errichtet, wobei gewisse Gebäudgrundformen meist kopiert und wieder verwendet wurden.

Die kommunale Bautätigkeit wurde vor allem durch den Bau von Werkwohnungen für die Angestellten der städtischen Betriebe geprägt. Die Stadt Wien begann erst in der Zwischenkriegszeit mit dem kommunalen Wohnbau.

Im Zuge der Gründerzeit wurden etwa 450.000 Wohneinheiten innerhalb Wiens errichtet, wobei vor allem zunehmend die Anzahl der Kleinstwohnungen im Vergleich zur vorangegangenen Zeit anstieg.

1.2.1.3 Frühgründerzeit (1840-1870)

Die Frühgründerzeit war besonders von der staatlichen Bautätigkeit geprägt. Darunter fallen vor allem der Bau der Ringstraße und verschiedene Eisenbahnbauten. Nach der Errichtung der Ringstraße nahm der Bau von Wohnhäusern stark zu. In dieser Zeit können allgemein drei unterschiedliche Arten von Wohnbauten unterschieden werden.

- Teilweiser Umbau

Darunter fallen vor allem Aufstockungen, Zubauten und Anbauten. Zubauten wurden vorwiegend in den Vorstädten durchgeführt, wohingegen Häuser in der Innenstadt vermehrt durch Aufstockungen zu Mietshäusern adaptiert wurden. In Abbildung 1.2 ist ein Umbau der Frühgründerzeit dargestellt. Hof- und Innentrakt wurden durch offene Holzgänge, so genannte *Pawlatschen* erschlossen.

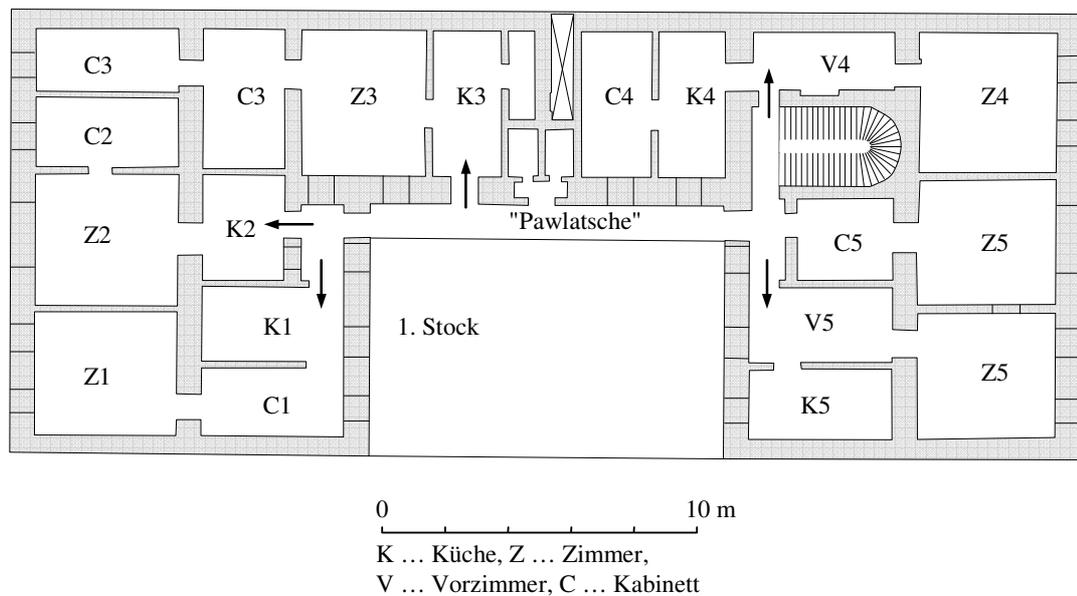


Abbildung 1.2: Aufgestocktes Handwerker Haus in der Frühgründerzeit [Bobek, 1978].

- Vollständiger Umbau

Als vollständiger Umbau in der Frühgründerzeit wird vornehmlich der Neubau an der Stelle eines abgebrochenen Altbaus bezeichnet.

- Neubau auf bisher unverbautem Gebiet

Für die Neubauten wurden sehr häufig die bereits im Biedermeier verwendeten Grundrissformen herangezogen. Abbildung 1.3 zeigt ein Beispiel eines Großwohnhofes, in Abbildung 1.4 sind Grundrisse so genannter Stützflügelhäuser dargestellt.

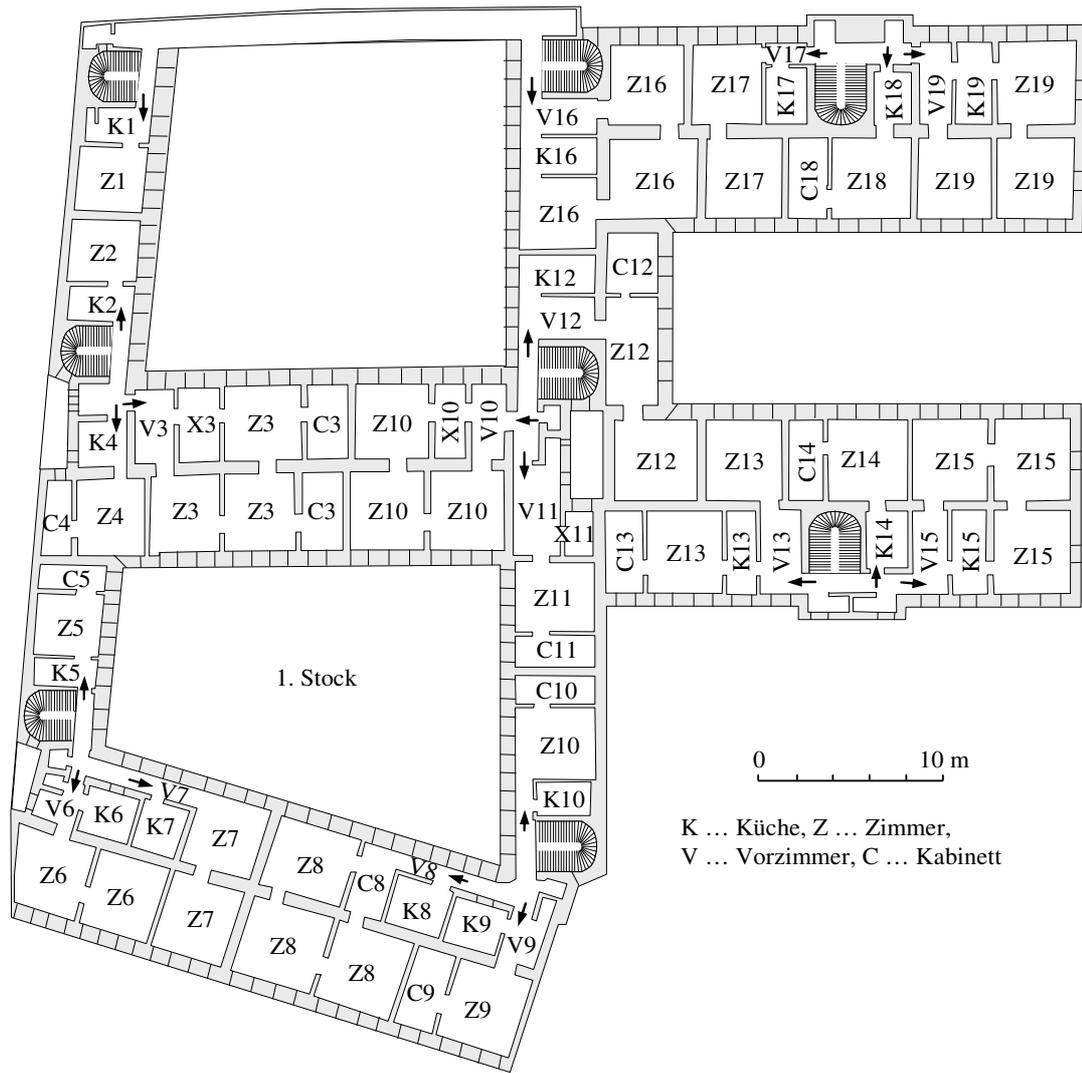


Abbildung 1.3: Beispiel für einen Großwohnhof: Mölkhoferhof, 1080 Wien [Bobek, 1978].

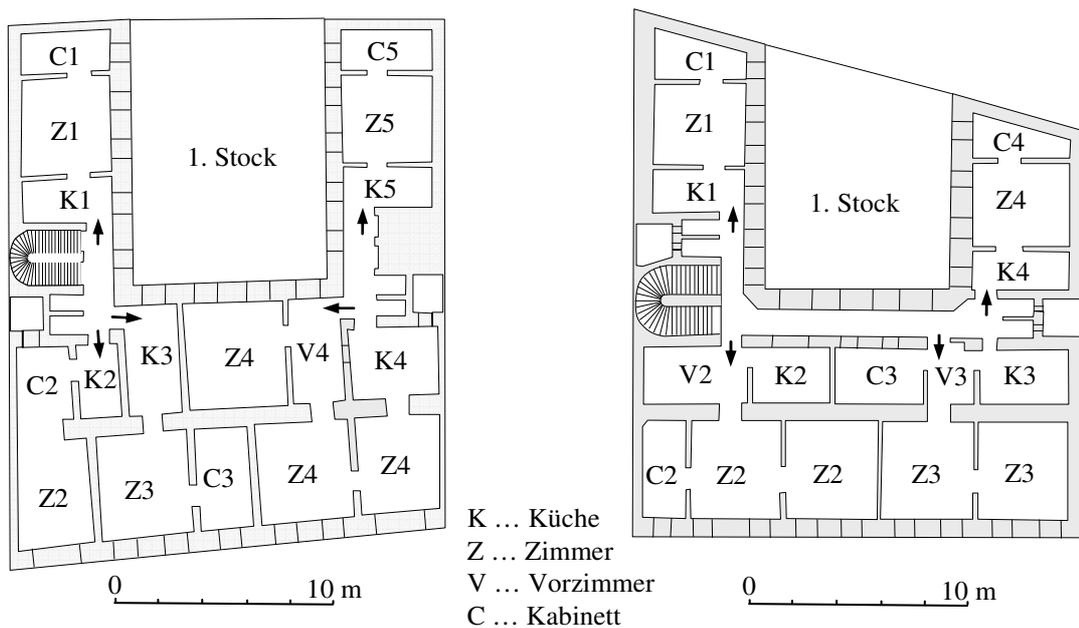


Abbildung 1.4: Beispiele für hohe Stützflügelhäuser der Frühgründerzeit [Bobek, 1978].

1.2.1.4 Hochgründerzeit (1870-1890)

In der Hochgründerzeit, die im Allgemeinen die Jahre zwischen 1870 und 1890 bezeichnet, entstand eine Vielzahl unterschiedlicher Gebäude. Neben dem breiten Spektrum der verschiedenen Wohnbauten wurde die Innenstadt auch verkehrstechnisch erschlossen.

Demgegenüber wurden die Stadtrandgebiete mehr als Industriegebiete genutzt. Ein Beispiel eines Umbaus der Hochgründerzeit ist in Abbildung 1.5 dargestellt. Dabei handelt es sich um den aus wirtschaftlichen Überlegungen vielfach genutzten Einbau eines Hinterhoftraktes.

Durch den vollständigen Umbau nach Abriss eines Altbaus kam es durch die entstandenen Baulücken zu teils unregelmäßigen Bauformen. Abbildung 1.6 stellt ein Beispiel eines vollständigen Umbaus dar.

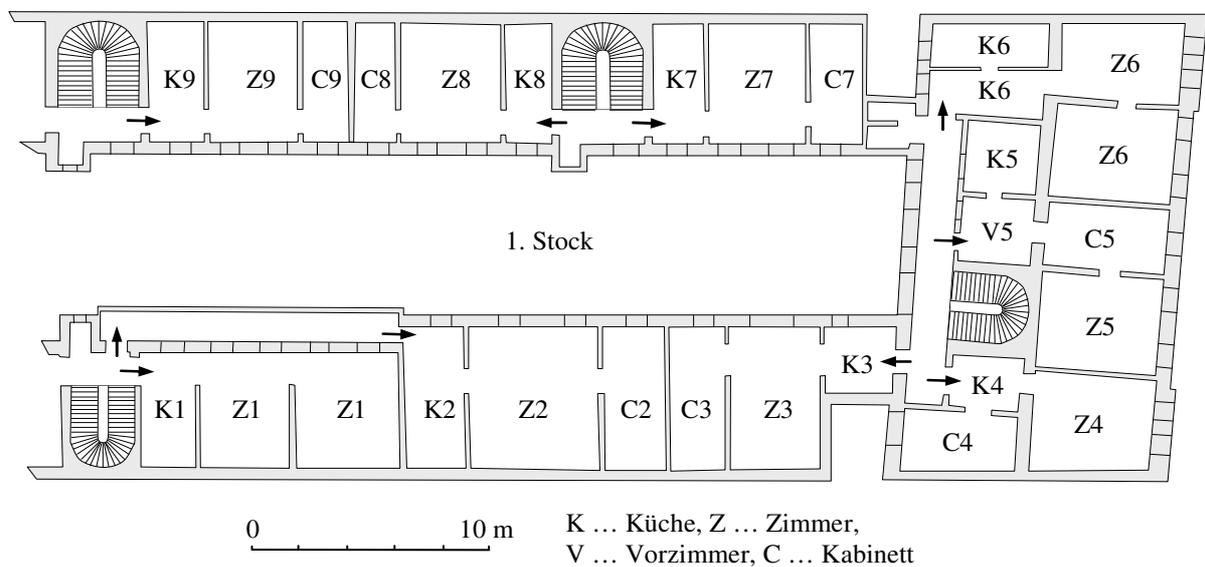


Abbildung 1.5: Beispiel für ein aufgestocktes Biedermeier Wohnflügelhaus, inkl. Anschluss eines dreigeschossigen Quertraktes [Bobek, 1978].

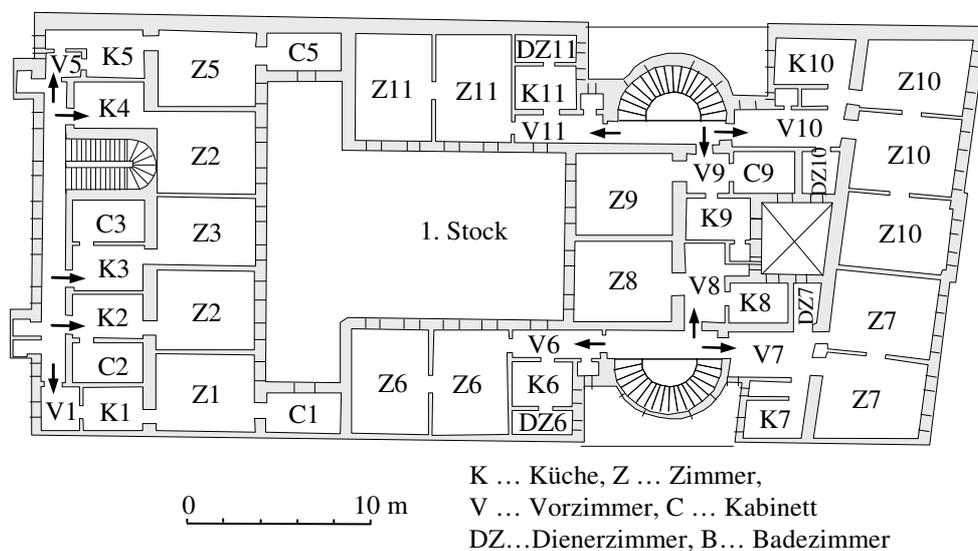


Abbildung 1.6: Vollständiger Umbau in der Hochgründerzeit [Bobek, 1978].

In der Hochgründerzeit wurde drei Grundformen von Reihenmiethäusern errichtet:

- Nobelmiethaus der Ringstraße (Herrschaftswohnungen)
- Bürgerliches Miethaus (Wasseranschluss innerhalb der Wohnung)
- Arbeitermiethaus (Wasserversorgung am Gang)

In den Industriegebieten entstanden zusätzlich zu den Wohnungsbauten auch Werkswohnungen im Nahbereich der neu angelegten Industriegebiete am Stadtrand.

Am Ende der Hochgründerzeit waren die inneren Bezirke bereits stark verbaut, wodurch es unweigerlich, als Haupttätigkeit der Spätgründerzeit, zur Aufstockung des bestehenden Gebäudebestandes kam.

1.2.1.5 Spätgründerzeit (1890-1918)

Durch die immer größere Bevölkerungszunahme kam es in der Spätgründerzeit zu einem Höhepunkt der Bautätigkeit. Durch die steigenden Grundstückspreise nahm der Umbau der Gebäude stark zu. Wenn überhaupt Neubauten errichtet wurden, dann vor allem als so genannte Doppeltrakter.

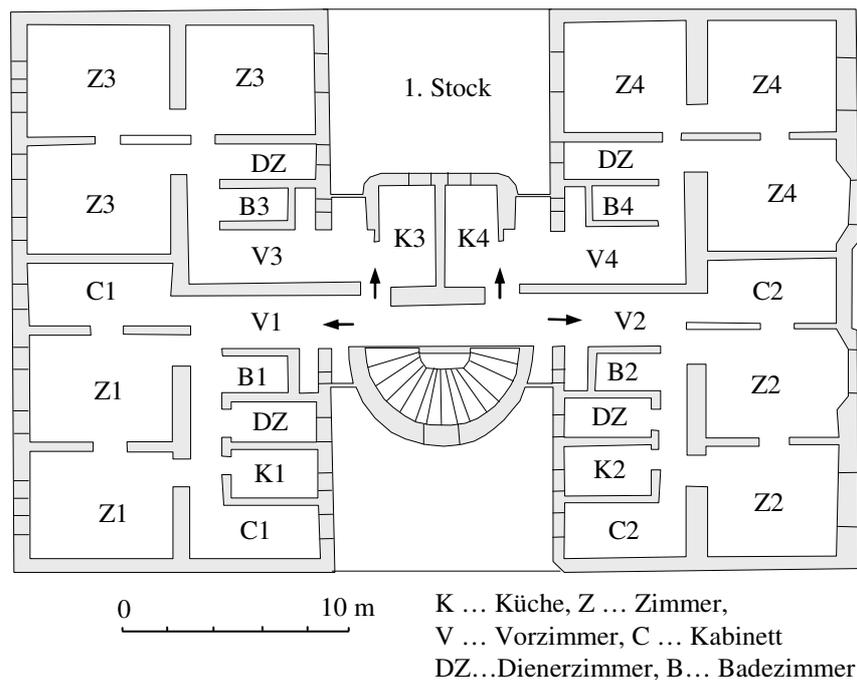


Abbildung 1.7: Doppeltrakter in der Spätgründerzeit; [Bobek, 1978].

1.2.2 Bauweise

1.2.2.1 Konstruktionsweise

Die im Zuge der Gründerzeit errichteten Hochbauten, die vorwiegend für Wohnzwecke genutzt wurden, orientieren sich zumeist an den in Abschnitt 1.2.1 dargestellten Grundrissformen. Die Art und Weise der Konstruktion der Gründerzeithäuser wird in den zu dieser Zeit gültigen Bauvorschriften, vor allem der gültigen Bauordnungen (siehe Abschnitt 2.3) bzw. der häufig übernommenen Konstruktionen aus Bautafeln, bestimmt [Kolbitsch, 1989]. Eine besonders umfangreiche Darstellung der in der Gründerzeit dominierenden Konstruktionsweise kann den Bautafeln von *Titscher* [Titscher, 1918] entnommen werden. Beispielhaft werden daraus in Abbildung 1.8 die möglichen Ziegelverbände dargestellt [Titscher, 1918].

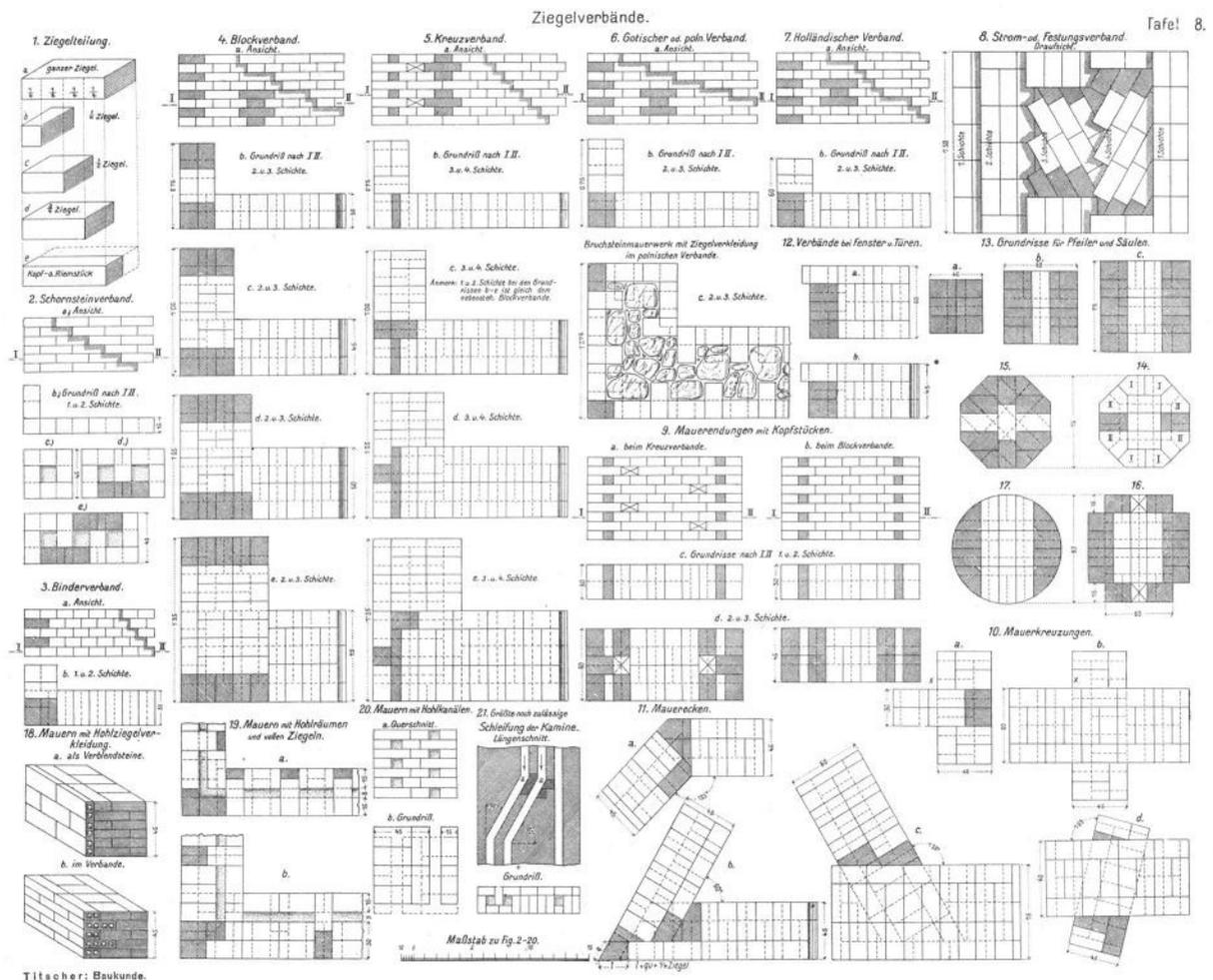


Abbildung 1.8: Ziegelverbände der Gründerzeit [Titscher, 1918].

1.2.2.2 Mauerwerk

Neben der Konstruktionsart und einer Reihe weiterer Faktoren spielt vor allem auch das Mauerwerk in Gründerzeitbauten für die Aufnahme der Erdbebenkräfte eine zentrale Rolle. Dabei erfolgt die Belastung der tragenden Mauerwerkselemente zusätzlich zu den vertikal wirkenden statischen Auflasten horizontal.

Eine wesentliche Grundlage der bevorzugt anzuwendenden verformungsbasierten Nachweisverfahren ist die Kenntnis des nichtlinearen Materialverhaltens. Im Fall des in Wien vorherrschenden Gründerzeitmauerwerks wurden im Rahmen des Forschungsprojekts SEISMID [SEISMID, 2011] umfangreiche experimentelle [Furtmüller, 2010; Zimmermann, 2010] und numerische Untersuchungen [Furtmüller, 2010] an Gründerzeitmauerwerk durchgeführt. Mit Hilfe des im Rahmen dieser Forschungsarbeit erstellten numerischen Materialmodells kann der Widerstand gegenüber Erdbebenbelastung realitätsnah ermittelt werden.

1.3 Normative Grundlagen

Im Allgemeinen sind Wiener Gründerzeithäuser nach der gültigen Bauordnung für Wien zu behandeln [Bauordnung 1930, 1929], in der jedoch keine Beurteilung oder Einschätzung bestehender Gebäude gegenüber Erdbebenbelastung enthalten ist.

Die Grundlage für die Beurteilung von Tragwerken gegenüber seismischer Beanspruchung bildet derzeit die ÖNORM EN 1998-1 *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebenwirkungen und Regeln für Hochbauten* [ÖNORM EN 1998-1, 2005]. Tragwerke aus Mauerwerk werden im Allgemeinen in der ÖNORM EN 1996-1-1 - *Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk* [ÖNORM EN 1996-1-1, 2009] behandelt.

Zusätzlich wird auf die in Österreich geltenden nationalen Anwendungsdokumente [ÖNORM B 1998-1, 2006; ÖNORM B 1996-1-1, 2009] verwiesen.

Die Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden wird in weiterer Folge in ÖNORM EN 1998-3 *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden* [ÖNORM EN 1998-3, 2005] bzw. im zugehörigen nationalen Anwendungsdokument [ÖNORM B 1998-3, 2009] geregelt. Darin sind umfangreiche Angaben über die für eine umfassende Beurteilung eines Gebäudes erforderlichen Angaben und Berechnungsverfahren zum Nachweis der Ableitung der Erdbebenbelastung enthalten. Die Umstände, die eine Anwendung der Beurteilung von Gebäuden gemäß ÖNORM EN 1998-3 erforderlich machen, werden jedoch nicht erläutert [ÖNORM EN 1998-3, 2005].

Für die Stadt Wien existieren zusätzlich zu den im vorhergehenden Absatz beschriebenen, derzeit gültigen Normen, Richtlinien [Magistratsabteilung 37 (MA 37), 2008] die im Falle von Bauvorhaben als Auslegungshilfe der zuständigen Magistratsabteilung anzusehen sind [Vitek, 2009].

1.4 Motivation

Aus den Erdbebeschäden in den vergangenen Jahren wird deutlich, dass vor allem Bestandsbauwerke unter seismischer Beanspruchung große Schäden aufweisen. Da Bestandsbauwerke oftmals als Wohngebäude genutzt werden, sind damit auch häufig hohe humanitäre Verluste verbunden. Insbesondere in urbanen Gebieten mit weit zurückreichender Bautätigkeit, wie dies im Stadtgebiet von Wien im Rahmen der Gründerzeit von 1840 bis 1918 der Fall war, besteht ein großer Anteil der Gebäude aus historischen Mauerwerksbauten. Da viele dieser Gebäude seit Ihrer Errichtung nicht baulich verändert wurden, kann eine Einschätzung des tatsächlichen Gebäudezustands nicht oder nur unter hohem Aufwand ermittelt werden. Zur Abschätzung des Verhaltens der Wiener Gründerzeithäuser unter Erdbebenbelastung liegen, trotz der gegebenen Gefährdung, keine fundierten Methoden vor.

Mit Hilfe der durchgeführten Forschungsarbeit soll einerseits ein besseres Verständnis über das Tragverhalten der Wiener Gründerzeithäuser gebildet werden und andererseits eine Methode zur raschen und effizienten Beurteilung einer großen Anzahl von Gebäuden entwickelt werden. Die daraus abgeleitete Klassifizierung der Gründerzeithäuser soll dazu beitragen, eine Prioritätenreihung der bestehenden Bauwerke zu generieren, vor allem aber, durch Prognose der im Fall eines Erdbebens auftretenden Schäden die erforderlichen Hilfs- und Rettungsarbeiten unterstützen. Durch die Kenntnis der am stärksten gefährdeten Gebäude bzw. jener Gebiete mit einer hohen Anzahl von hoch gefährdeten Gebäuden kann wertvolle Zeit im Katastrophenfall gewonnen werden.

1.5 Überblick über die vorliegende Forschungsarbeit

Die vorliegende Arbeit besteht im Wesentlichen aus zwei Themenbereichen zur Untersuchung der Erdbbensicherheit von Wiener Gründerzeithäusern.

Nach der Einführung in Abschnitt 1 wird im zweiten Kapitel die Entwicklung einer an die Spezifikationen der Gründerzeithäuser angepassten Beurteilungs- und Bewertungsmethodik beschrieben, die es erlaubt, eine erste Einschätzung des Gebäudebestands hinsichtlich möglicher Schäden im Erdbebenfall abzuleiten. Dazu wurden mehrere Parameter zur Einschätzung des Gebäudezustands, zusammengefasst im Bauwerksparameter *BP*, sowie mehrere Parameter zur Erfassung der humanitären und ökonomischen Auswirkungen eines möglichen Schadens im Erdbebenfall, gemeinsam beschrieben als Schadensrelevanz *SR*, definiert. Die Grundlagen für die Beurteilung der einzelnen Parameter bilden eine umfassende visuelle Begutachtung der einzelnen Gebäude vor Ort und zusätzlich Erkenntnisse aus historischen Dokumenten, Karten und aktuellen wissenschaftlichen Arbeiten. Die daraus entwickelte Beurteilungsmethodik wurde anhand ausgewählter Gebäude, deren tatsächlicher Zustand genau bekannt ist, kalibriert. An einem Testgebiet im 20. Wiener Gemeindebezirk wurde die Beurteilung und Klassifizierung an insgesamt 375 Wiener Gründerzeithäuser großflächig durchgeführt. Aus den Ergebnissen lässt sich eine Einschätzung eines möglichen Schadensszenarios im Fall eines Erdbebens ableiten.

Der dritte Abschnitt der vorliegenden Arbeit befasst sich mit der experimentellen Identifikation der dynamischen Parameter Wiener Gründerzeithäuser. Dabei konzentrieren sich die Untersuchungen darauf, nachträglich durchgeführte bauliche Veränderungen an Gründerzeithäusern und deren Auswirkung auf das baulastdynamische Verhalten zu erfassen und zu beurteilen.

Im Falle des Testobjekts Riglgasse wurde der nachträglich errichtete Dachgeschoßausbau in Leichtbauweise untersucht. Dazu wurden vergleichende dynamische Messungen vor und nach den Ausbaurbeiten durchgeführt und daraus auf die Veränderungen des Strukturverhaltens unter dynamischer Anregung geschlossen.

Mit Hilfe dynamischer Messungen am Testobjekt Spittelbreitengasse wurde der Einfluss der nichttragenden Zwischenwände und Holztramdecken am globalen Verhalten eines Gründerzeithauses erfasst. Dazu wurden nach Identifikation des vorliegenden Bestandszustands schrittweise jene Elemente entfernt, deren Einfluss auf das dynamische Gebäudeverhalten untersucht werden soll. Mit Hilfe eines vereinfachten Ersatzmodells wurden aus den Änderungen der modalen Parameter die Steifigkeit des Gebäudes bzw. die Steifigkeitsanteile der entfernten Elemente ermittelt.

Im Abschnitt 4 werden die Ergebnisse dieser Arbeit zusammengefasst und die daraus abgeleitenden Schlussfolgerungen dargestellt.

2. Zustandsbeurteilung

2.1 Nationale und Internationale Methoden

Für die Beurteilung und Klassifizierung von Bestandsgebäuden auf Basis visueller Begutachtungen wurden in vergangener Zeit verschiedene Möglichkeiten der Gebäudebeurteilung entwickelt. Ein guter Überblick über die verschiedenen möglichen Beurteilungsmethoden der vergangenen Jahre sowie eine Beschreibung von Anwendungen in verschiedenen Ländern wird in *Calvi* [Calvi, 2006] gegeben.

Die in der vorliegenden Arbeit entwickelte Bewertung des derzeitigen Zustands von Bestandsgebäuden mit Hilfe einer visuellen Begutachtung stellt dabei eine eigenständige Kategorie dar. Daneben existieren zahlreiche Methoden zur Beurteilung von Gebäuden und deren Schäden nach einem Erdbeben [Erdik, 2010; ATC-20-1, 2005; Goretti, 2002; Dandoulaki, 1998], die durch die permanente Anwendung ständig weiterentwickelt werden.

Die Beurteilung des derzeitigen Zustands von Bestandsgebäuden wurde vor allem in Ländern mit hoher seismischer Gefährdung entwickelt und auch in zahlreichen Projekten angewendet [ATC 21-1, 1988]. Dabei handelt es sich meist um so genannte *Rapid-Visual-Screening* Methoden, die aufgrund der großen Anzahl an Bestandsgebäuden möglichst rasch den Zustand der Gebäude anhand einer visuellen Bewertung in Listenform erfassen sollen. Die in den USA entwickelten Verfahren [ATC 21-1, 1988; FEMA 154, 2002] werden seit vielen Jahren angewendet und stellen eine wichtige Grundlage für zahlreiche internationale Methoden dar. Diese basieren auf einem System, mit dem Punkte für verschiedene Gebäudeparameter vergeben werden, wodurch direkt eine Versagenswahrscheinlichkeit des Gebäudes abgeschätzt werden kann.

Die Beurteilungsmethoden in Ländern mit hoher seismischer Gefährdung basieren zum Teil auf diesen anerkannten Methoden. Die Beurteilung von bestehenden Gebäuden in Japan beruht etwa auf einem seismischen Index I_s , der den Erdbebenwiderstand eines Geschoßes beschreibt, und sich aus nur wenigen Parametern, wie etwa der Steifigkeit und Duktilität des Strukturmaterials, dem Regularitätsbeiwert und aus einem Zeitfaktor, zusammensetzt [JBDPA, 2001; Jain, 2010]. Im Vergleich dazu beinhaltet die in Kanada verwendete Beurteilungsmethode [NRCC, 1993] sowohl gebäuderelevante Parameter, wie etwa die Steifigkeit und Regularität des Gebäudes, aber auch die Untergrundeigenschaften am Standort des Gebäudes. Zusätzlich werden aber auch Faktoren wie etwa die Funktion und Nutzung des Gebäudes oder die Auswirkungen durch herabfallende Objekte berücksichtigt. In Indien wurde in den letzten Jahren eine Beurteilungsmethode für einen bestimmten Gebäudetyp auf Basis verschiedener gebäuderelevanter Parameter entwickelt [Jain, 2010], der in Zukunft aufgrund der enormen Anzahl an Bestandsbauwerken in Indien auf mehrere Bauwerkstypen erweitert werden soll. Zudem wurden die Schäden aus vergangenen Erdbeben in Indien anhand von entwickelten visuellen Begutachtungen aufgenommen [Gogoi, 2010].

In Europa wurden Beurteilungsmethoden auf Basis visueller Begutachten in erster Linie in den Ländern mit höherer Seismizität, wie etwa Griechenland oder der Türkei, entwickelt.

Die in Griechenland eingeführte Methode [OASP, 2000] basiert in erster Linie auf den in den USA verwendeten Beurteilungsverfahren [FEMA 154, 2002]. Eine Erweiterung wurde durch *Demartinis* [Demartinis, 2006] durchgeführt, wobei die Festlegung der Beurteilungsparameter und die Klassifizierung auf Basis von tatsächlichen Schäden aus dem Erdbeben von 1999 in Athen erfolgten.

Ein ähnliches Verfahren, das auf [Sen, 2010] zurückgeht, wurde erfolgreich an über 1.000 Stahlbetongebäuden in Istanbul getestet. Daneben wurden in der Türkei Methoden adaptiert, die einerseits den einzelnen Gebäuden eine bestimmte Priorität zuordnet und den Grad der Widerstandsfähigkeit gegen Erdbeben festlegt [Hasan, 1997], und andererseits in Anlehnung an das in Japan gebräuchliche Verfahren [JBDPA, 2001] einen Kapazitätsindex definiert und diesen mit der lokalen Erdbebengefährdung des jeweiligen Gebäudes vergleicht [Ozdemir, 2006]. Weitere in der Türkei eingeführte Methoden für typische Mauerwerksgebäude, im Speziellen für den seismisch hoch gefährdeten Bereich in Istanbul, basieren ebenfalls auf einer umfangreichen visuellen Inspektion [Vatan, 2010; Erberik, 2010].

Die umfassende Beurteilungsmethode von historischen Gebäuden von *D'Ayala* [D'Ayala, 2002] bildet die Basis der im Rahmen dieser Arbeit entstandenen Bewertung der Fassaden der Wiener Gründerzeithäuser, siehe Abschnitt 2.3.2.5. Diese Methode [D'Ayala, 2002] wurde zur Bewertung mehrerer Gebäude in historischen Stadtzentren Italiens erfolgreich eingesetzt.

Als weitere Grundlage für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführte Klassifizierung und Abschätzung der auftretenden Schäden (Abschnitt 2.4.2) dient die Beurteilungsmethode von *Ferreira* [Ferreira, 2010]. Dabei wird der ermittelte Gebäudeindex mit Hilfe von Schäden vergangener Erdbeben ein Schadensgrad nach EMS-98 zugeordnet [EMS-98, 1998].

Neben diesen internationalen Methoden existieren auch im deutschsprachigen Raum Beurteilungsverfahren für bestehende Gebäude. Das Erdbebenrisiko von Kirchen wird von [Urban, 2007] erfasst, wobei humanitäre, kulturelle, soziale und historische Schäden berücksichtigt werden. Daneben sind für die vorliegende Arbeit die Beurteilungsverfahren nach *Meskouris* [Meskouris, 2001] bzw. *Sadegh-Azar* [Sadegh-Azar, 2002] und *Butenweg* [Butenweg, 2007] von besonderem Interesse.

Ausgehend von allgemeinen Verfahren auf Basis messtechnischer Untersuchungen [Flesch, 2005] wird auf die auf die Wiener Gründerzeithäuser spezialisierten Beurteilungsmethoden des *ÖIBI* [ÖIBI, 2009] und von *Rusnov* [Rusnov, 2006] verwiesen.

2.1.1 Ingenieurbefund

Ein Ingenieurbefund im Sinne der Magistratsabteilung MA 37 der Stadt Wien [Magistratsabteilung 37 (MA 37), 2008] ist eine umfassende Erfassung des derzeitigen Gebäudezustands. Der Ingenieurbefund wird im Rahmen des Merkblatts für die Verfasser/innen von statischen Vorbemessungen im Gebiet der Stadt Wien [Magistratsabteilung 37 (MA 37), 2008] als Beilage zum Bauansuchen insbesondere im Zusammenhang mit Dachgeschossaus- und -zubauten gefordert. Die folgende Definition des Ingenieurbefunds wird im Merkblatt [Magistratsabteilung 37 (MA 37), 2008] gegeben:

Ein Ingenieurbefund ist eine dokumentierte Erhebung des „IST- Gebäudezustandes“, unter Berücksichtigung aller für die Standsicherheit relevanten Bauteile.

Mit dem Ingenieurbefund ist grundsätzlich auf folgende Bauteile einzugehen bzw. sind deren Zustände zu beschreiben:

- Fundierung
- Mauerwerk
- Mittelmauer – Kamingruppen – Kaminmauerwerk im DG (v. a. im Hinblick auf die vertikale Lastableitung unter Berücksichtigung der Kamine, Kamingruppen, Kaminverzüge, Rauchkammern, Türöffnungen)
- Aussteifungssituation (Zwischenwände, Auswechslungen, Verschleißungen)
- Querschnittsschwächungen (z. B. infolge Leitungsführungen, Installationen, etc.)
- Decken (Zustand, Konstruktion)
- Dachstuhl und Gesimse (nur soweit diese erhalten bleiben sollen)

Der Ingenieurbefund hat jedenfalls eine schematisch-konstruktive Darstellung des Bestandes (insbesondere in Bezug auf die verwendeten Materialien) sowie eine zusammenfassende gutachterliche Feststellung zu beinhalten, ob das Gebäude in einem gebrauchstauglichen Zustand ist, und ob die maßgeblichen Bauteile (Träger, Wände, Stützen) tragsicher sind.

Um die Nachvollziehbarkeit und Vergleichbarkeit dieser Befunde zu verbessern, wird vom Österreichischen Institut der Sachverständigen für Bautechnische Immobilienbewertung (ÖIBI) einerseits ein Seminar durchgeführt [ÖIBI, 2009], andererseits wurde ein Forschungsprojekt [Wiener Baukultur, 2011] zur Vereinheitlichung und Weiterentwicklung der Vorgaben für den Ingenieurbefund initiiert. Darin wird die allgemeine Vorgangsweise zur Erstellung eines Ingenieurbefunds festgehalten. In Abbildung 2.1 sind jene Punkte dargestellt, die zur vollständigen Beurteilung eines Wiener Gründerzeithauses mittels Ingenieurbefund erforderlich sind [ÖIBI, 2009]. Die zugehörige Beschreibung der Gebäudeparameter ist in Tabelle 2.1 zu finden.

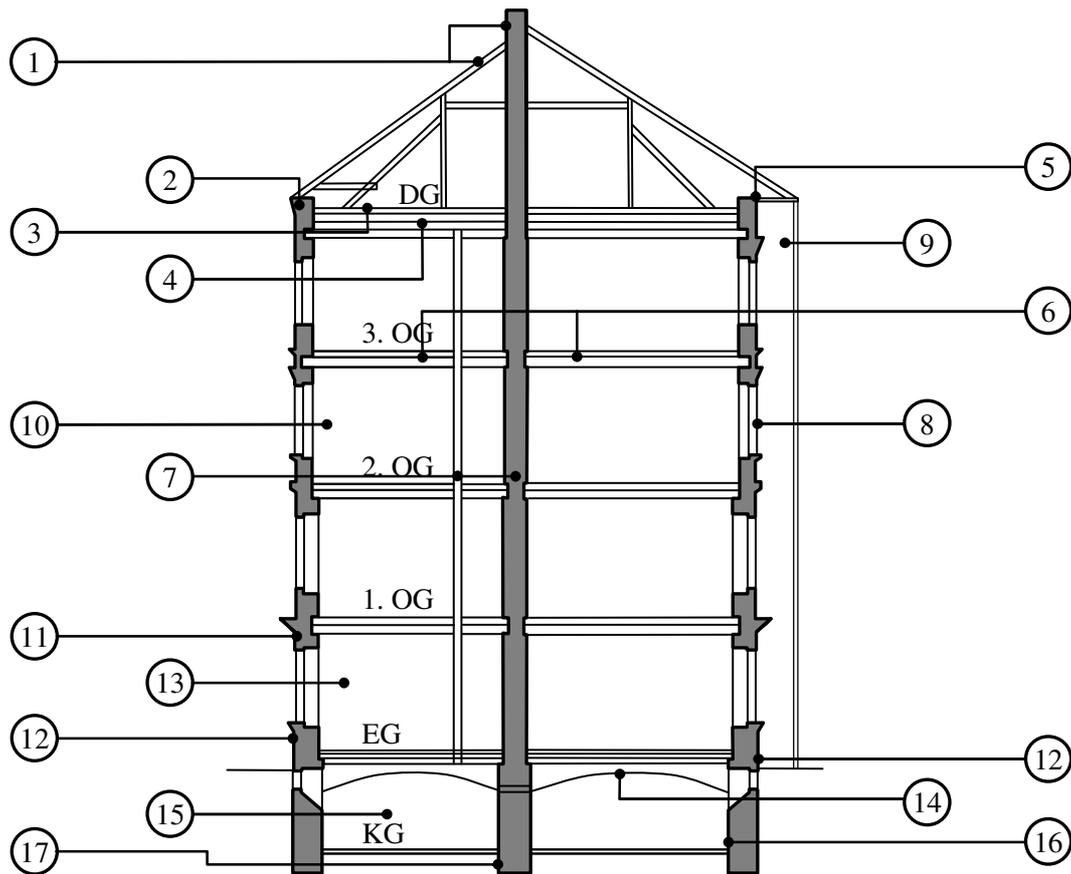


Abbildung 2.1: Schematische Darstellung der gemäß Ingenieurbefund zu untersuchenden Gebäudeparameter eines typischen Wiener Gründerzeithauses [ÖIBI, 2009].

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 Bauphy-
10	Steigleitungen und Fallstränge: Zustand, Funktionalität und erforderliche Maßnahmen
11	Fassade: Zustand, erforderliche Korrekturen
12	Sockel: Zustand (Sperrputz), Absperrung Oberflächenwässer, Aufsteigende Feuchtig-
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

Tabelle 2.1: Gebäudeparameter Wiener Gründerzeithäuser gemäß Ingenieurbefund [ÖIBI, 2009].

2.1.2 Beurteilung Wiener Gründerzeithäuser nach *Rusnov* [Rusnov, 2006]

Die von *Rusnov* [Rusnov, 2006] entwickelte Methode ist konkret für die Anwendung auf Wiener Gründerzeithäuser ausgelegt. Das Beurteilungsverfahren enthält eine definierte Anzahl an Parametern, das vorgestellte Punktesystem ist einfach und übersichtlich aufgebaut. Die Beurteilung der seismischen Gefährdung erfolgt nach einem Punktesystem, der Erdbebenzone und einer Bedeutungsklasse. Die konkrete Anwendung auf vorhandene Bestandsgebäude wurde im Rahmen der Forschungsarbeit von *Rusnov* [Rusnov, 2006] nicht durchgeführt.

2.1.3 Forschungsprojekt *LESSLOSS* [LESSLOSS, 2007]

Das Forschungsprojekt *LESSLOSS* [LESSLOSS, 2007] stellt eine Übersicht über Beurteilungsverfahren zur Einschätzung der Erdbebengefährdung bestehender Gebäude dar. Zusätzlich wurden auch eigene Beurteilungslisten in Form von Formblättern entwickelt. Diese basieren größtenteils auf bereits bestehende Beurteilungsverfahren.

2.1.4 Bewertung nach *Butenweg* [Butenweg, 2007]

Die in der Arbeit von *Butenweg* [Butenweg, 2007] entwickelte Methode stellt ein mehrstufiges Verfahren der Standort- und Bauwerksbeurteilung hinsichtlich der Erdbebengefährdung dar, wobei die Bauwerksbeurteilung in den höheren Stufen in denen die Modellierung des Bauwerks definiert werden soll, von der genauen Kenntnis der Materialparameter ausgeht und daher nicht auf historische Bestandsbauten angewendet werden kann.

2.1.5 Bewertung nach *Meskouris* [Meskouris, 2001]

Die von *Meskouris* [Meskouris, 2001] beschriebene Methode stellt eine Schnellbewertung der Erdbebengefährdung von Gebäuden dar, wobei zusätzlich dazu das wirtschaftliche Schadensrisiko beurteilt wird. Dazu wird ein so genannter *Damage Ratio DR* definiert. Die Bewertung der Gebäude erfolgt auf Basis der drei Stufen gemäß DIN EN 1998-1 [DIN EN 1998-1, 2010].

2.2 Stand der Technik - Richtlinien und Normen

Die Beurteilung der seismischen Gefährdung von Gebäuden wird zum Teil in unterschiedlichen Normen und Richtlinien behandelt, siehe Abschnitt 1.3. Dies dient etwa bei den Normen zur Dimensionierung gegenüber Erdbebenbelastung zur Wahl eines adäquaten Nachweisverfahrens bzw. zur Festlegung der Bauwerksklasse [ÖNORM EN 1998-3, 2005].

Im folgenden Abschnitt werden dazu einige Beispiele von national und international gültigen Normen dargestellt.

2.2.1 USA - Federal Emergency Management Agency FEMA

Mit Hilfe der FEMA Richtlinie 154 [FEMA 154, 2002] kann eine Schnellbeurteilung von Bestandsgebäuden durchgeführt werden. Die Beurteilung basiert auf der Berechnung einer Bauwerkspunktzahl S_c des jeweiligen Gebäudes und schätzt damit die statistische Wahrscheinlichkeit von Schäden im Erdbebenfall ab. Die Bauwerkspunktzahl ist einerseits von der Art des Bauwerks, andererseits von der Erdbebengefährdung des jeweiligen Standorts abhängig. Zusätzlich fließen weitere Kriterien wie etwa das Baujahr, der bauliche Zustand, die Torsionsanfälligkeit usw. in die Bauwerkspunktzahl ein, wie in [Butenweg, 2007] beschrieben.

Weiters werden in der FEMA Richtlinie Checklist-Datenblätter angegeben. Diese differenzieren nach drei verschiedenen Seismizitäten und liefern eine Beschreibung aller notwendigen Grundlagen zur Beurteilung eines Gebäudes. Eine besonders übersichtliche Beschreibung der Gebäudeeigenschaften findet sich in der FEMA Richtlinie 361 [FEMA 361, 2008].

2.2.2 Eurocode 8 [ÖNORM EN 1998-3, 2005]

Grundsätzlich wird in [ÖNORM EN 1998-3, 2005] darauf hingewiesen, dass im Rahmen der Planung von Ertüchtigungsmaßnahmen auf bestehende Beurteilungsergebnisse Rücksicht genommen werden muss. Dementsprechend müssen diese Beurteilungen in ausreichender Qualität durchgeführt, dokumentiert und archiviert werden.

Gemäß [ÖNORM EN 1998-3, 2005] muss die Beurteilung des Erdbebenwiderstands von Bestandsbauwerken folgende Informationen beinhalten:

- Dokumentation zum Bestandsbauwerk (Planunterlagen, Baubeschreibungen, Berichte)
- Allgemeine Informationsquellen (Normen und Richtlinien aus der Zeit der Errichtung)
- Ergebnisse aus Untersuchungen vor Ort bzw. Ergebnisse aus Laboruntersuchungen

Um die Beurteilung der Konstruktion durchzuführen, sind Informationen über die folgenden Parameter notwendig [ÖNORM EN 1998-3, 2005]:

- Konstruktives System, Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien gemäß ÖN EN 1998-1 [ÖNORM EN 1998-1, 2005]
- Fundamentart
- Bodenverhältnisse, klassifiziert gemäß ÖN EN 1998-1 [ÖNORM EN 1998-1, 2005]
- Globale Abmessungen, Querschnitteigenschaften der Bauteile, mechanische Eigenschaften und Zustand der Werkstoffe
- Werkstofffehler, mangelnde konstruktive Lösungen
- Informationen über die seismische Auslegung (inkl. Verhaltensbeiwert q)
- Nutzung des Gebäudes (Bedeutungskategorie gemäß ÖN EN 1998-1 [ÖNORM EN 1998-1, 2005])
- Beurteilung der durch die Nutzung aufgezwungenen Einwirkungen
- Art und Ausmaß konstruktiver Schäden bzw. durchgeführter Sanierungsmaßnahmen

Im Anhang von [ÖN EN 1998-3, 2005] werden weitere Empfehlungen hinsichtlich Identifikation der Geometrie, der konstruktiven Details und des Werkstoffs gegeben, eine Bewertung der Parameter wird jedoch nicht durchgeführt. Die Gebäudebewertung [ÖNORM EN 1998-3, 2005] beruht auf der Wahl eines tolerierbaren Grenzzustandes, wie etwa Quasiversagen, wesentliche Schädigung oder Schadensbegrenzung und der damit verknüpften Wiederkehrperioden und Überschreitungswahrscheinlichkeiten. Analog zu den Festlegungen der offiziell zurückgezogenen ÖN B3350 [ÖNORM B 3350, 2006] sind die Werkstoffeigenschaften des zu untersuchenden Bauwerks mittels Konfidenzbeiwerten, je nach Kenntnisstand des Materials, abzumindern. Entsprechend dieser Einteilungen werden Berechnungsverfahren empfohlen, mit denen die seismische Sicherheit des Gebäudes nachgewiesen werden kann. Im Wesentlichen entspricht dieses Verfahren einer seismischen Bemessung.

2.2.3 Schweiz - SIA-Merkblätter [SIA 2018, 2004]

Die SIA Merkblätter [SIA 2018, 2004] bzw. deren ergänzende Beurteilungsverfahren gemäß *Bundesamt für Wasser und Geologie BWG* [BWG, 2005] beinhalten eine dreistufige Kategorisierung von Bundesbauwerken der Schweiz. Im Rahmen der ersten Stufe soll das Risiko eines Gebäudes innerhalb weniger Stunden anhand von vorliegenden Planunterlagen und einer allenfalls erforderlichen Begehung abgeschätzt werden. Dies erfolgt mit Hilfe von Beurteilungslisten, wobei als Endprodukt eine Risikokennzahl ermittelt wird, die mit den Kennzahlen des Schadensausmaßes und der Einsturzwahrscheinlichkeit ermittelt wird. Anhand dieser Kennzahl kann eine große Anzahl von Gebäuden kategorisiert und priorisiert werden.

2.3 Entwicklung einer Zustandsbeurteilung für Wiener Gründerzeithäuser

Aus den im Abschnitt 2.2 beschriebenen Normen und Richtlinien bzw. aus den bereits vorhandenen nationalen und internationalen Gebäudebeurteilungen (siehe Abschnitt 2.1) können wichtige Informationen für die Beurteilung von Wiener Gründerzeithäusern gewonnen werden. Allerdings werden diese Beurteilungen häufig auf mehrere unterschiedliche Gebäudetypen angewendet, wodurch die darin enthaltenen Parameter für eine Bewertung der Gründerzeithäuser zu allgemein sind.

Um eine umfassende, auf einander abgestimmte Bewertung der Wiener Gründerzeithäuser durchführen zu können, wurde zum Teil auf Grundlagen der bestehenden Bauwerksbeurteilungen (siehe Abschnitt 2.1) eine eigene, angepasste Methode entwickelt.

Wie in den SIA Merkblättern [SIA 2018, 2004] dargestellt, basiert diese Beurteilung auf zwei Typen von Parametern:

- Schadensparameter, zur Beschreibung der sozialen und ökonomischen Auswirkungen im Falle eines Gebäudeschadens (Abschnitt 2.3.1)
- Bauwerksparameter, zur Beschreibung des Gebäudezustandes zum Beurteilungszeitpunkt (Abschnitt 2.3.2)

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Parameter bzw. die Untergruppen der Parameter beschrieben und deren Bewertung erläutert.

2.3.1 Schadensrelevante Parameter

2.3.1.1 Gefährdete Personen

Die Anzahl der gefährdeten Personen im untersuchten Gebäude wird als wesentlichster Parameter im Hinblick auf die Auswirkungen eines Schadens angenommen. Idealerweise soll die Anwohnerzahl des zu bewertenden Gebäudes bestimmt werden.

Ist eine Bestimmung der Anwohnerzahl nicht genau möglich, werden näherungsweise auf Basis der Angaben gemäß Statistik pro Wohneinheit 2 Personen angenommen [Statistik Austria, 2008]. In jedem Fall stellt die Anwohnerzahl zum Zeitpunkt der Beurteilung eine Momentaufnahme dar.

Aus diesem Grund und aufgrund der besonderen Bedeutung der Personengefährdung werden die Anzahl der Anwohner als direkter Bewertungsparameter herangezogen.

Daraus folgt der Teilschadensparameter S01,

$$S01 = \text{Anwohnerzahl} \geq \text{Anzahl der Wohneinheiten} \cdot 2$$

2.3.1.2 Bedeutungskategorie

Entsprechend den derzeit gültigen Normen [ÖN EN 1998-1, 2005] wird die Sicherheitsklasse des Bauwerks in Anlehnung an die Gebäudenutzung gewählt. Die Bewertung der Bedeutungskategorie wird mit Hilfe des Teilschadensparameters S02 gemäß Tabelle 2.2 durchgeführt.

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Teilschadensparameter
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten	1,0
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	2,0
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z.B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.	10,0
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.	50,0

Tabelle 2.2: Bedeutungskategorien für Hochbauten [ÖNORM EN 1998-1, 2005] und zugehöriger Teilschadensparameter S02.

2.3.1.3 Gebäudewert

Um das Schadensausmaß bei der Zerstörung eines Gebäudes näherungsweise abschätzen zu können, wird der direkte monetäre Schaden durch einen Totalkollaps des Gebäudes abgeschätzt. Dazu wird einerseits die Wohnnutzfläche WNF des Gebäudes ermittelt und mit einem standortabhängigen Kaufpreis von Gebrauchtwohnungen gemäß Immobilienpreisspiegel, Ausgabe 2009 [WKO, 2009], multipliziert, siehe Tabelle 2.3. Andererseits wird aber auch die wirtschaftliche Restnutzungsdauer, in Abhängigkeit von der Ausstattung des Gebäudes aus den Angaben der Tabelle 2.4 abgeschätzt [Kleiber, 2002]. Aus diesen beiden Teilparametern wird der Teilschadensparameter S03 ermittelt.

Teilschadensparameter S03:

$$S03 = \frac{\sum_{i=EG}^{n.OG} WNF_i \cdot \text{Kaufpreis}_{\text{Gebraucht}}}{100.000} \cdot \frac{RND}{25}$$

WNF_i Wohnnutzfläche des i-ten Geschoßes

RND Wirtschaftliche Restnutzungsdauer gemäß Tabelle 2.4 [Kleiber, 2002].

Bezirk	Kaufpreis		Mietpreis
	Erstbezug [€/m ²]	Gebraucht [€/m ²]	[€/m ²]
1. Innere Stadt	5379,93	3225,57	11,37
2. Leopoldstadt	2431,67	1596,15	7,12
3. Landstraße	2805,30	1689,15	7,85
4. Wieden	2612,33	1705,33	7,68
5. Margareten	2394,67	1614,10	7,20
6. Mariahilf	2643,20	1724,18	7,80
7. Neubau	2692,90	1762,65	7,82
8. Josefstadt	2715,33	1788,63	7,93
9. Alsergrund	2704,37	1801,93	8,32
10. Favoriten	2076,67	1276,48	6,95
11. Simmering	2131,10	1287,75	6,53
12. Meidling	2166,47	1433,03	7,02
13. Hietzing	3045,07	1988,53	8,18
14. Penzing	2268,67	1604,68	7,13
15. Rudolfsheim-Fünfhaus	2218,17	1349,85	6,47
16. Ottakring	2245,23	1415,53	6,90
17. Hernals	2513,70	1682,25	7,03
18. Währing	3267,43	2097,30	8,42
19. Döbling	3594,90	2247,78	9,30
20. Brigittenau	2260,77	1335,13	6,72
21. Floridsdorf	2306,67	1299,73	6,92
22. Donaustadt	2295,53	1325,10	6,83
23. Liesing	2581,13	1547,95	7,12

Tabelle 2.3: Kauf- und Mietpreis gemäß Immobilienpreisspiegel 2009 [WKO, 2009].

Restnutzungsdauer für Zwischenkriegs- (1918 bis 1948) und Altbauten (bis 1918)				
Baualter	Wirtschaftliche Restnutzungsdauer bei Zustandsnote			Ausstattung und Zu- und Abschläge
	1 gut	2 normal	3 schlecht	
55-59	50	45	40	Zwischenkriegsbauten Normalausstattung: OH, IT, Bäder Zuschlag 5 Jahre: EH/ZH (komplett)
60-69	45	40	35	
70-79	40	35	30	
80-84	35	30	25	Altbauten Normalausstattung: OH, IT Zuschlag 5 Jahre: EH/ZH (komplett) oder Bäder Zuschlag 10 Jahre: EH/ZH (komplett) und Bäder Abschlag 5 Jahre: ausschließlich PT
85-89	35	30	25	
90-99	30	25	20	
100-119	25	20	15	
120-139	20	15	10	
140-149	-	-	10	
Legende: EH/ZH=Etagen/Zentralheizung; OH=Ofenheizung; IT=Innentoilette; PT=Podesttoilette				

Tabelle 2.4: Restnutzungsdauer für Zwischenkriegs- und Altbauten [Kleiber, 2002].

2.3.1.4 Gefährdete Sachgüter

Um die besondere Bedeutung von Gebäuden, bzw. Gebäudeteilen mit gefährdeten Sachgütern (Archive, Bibliotheken, Museen, Ausstellungsräume, kulturelle Stätten, usw.) zu berücksichtigen, wird ein zusätzlicher Teilschadensparameter S04 eingeführt, der in Anlehnung an Tabelle 2.5 zu wählen ist.

Gefährdung	Beispiele	S04
gering	Gebäude die ausschließlich zu Wohnzwecken genutzt werden	1,0
mittel	Archive, Bibliotheken, usw.	5,0
hoch	Museen, Kulturelle bzw. Religiöse Stätten, usw.	10,0

Tabelle 2.5: Teilschadensparameter S04, zur Berücksichtigung gefährdeter Sachgüter.

2.3.1.5 Umgebungswirkung

Da im Fall eines Gebäudeeinsturzes bzw. Ein- oder Absturzes von Gebäudeteilen Passanten gefährdet werden könnten, wird dies mit einem eigenen Teilschadensparameter berücksichtigt (z.B. Gefährdung durch herabfallende Fassadenteile). Weiters kann es im Fall eines Totaleinsturzes zu Behinderung wichtiger Infrastruktureinrichtungen kommen. Der daraus ermittelte Teilschadensparameter S05 wird in Tabelle 2.6 angeführt.

Gefährdung	Beispiele	S05
gering	Keine Gefährdung der Umgebung bei Teil- bzw. Totalkol-	1,0
mittel	Gefährdung von Passanten, keine Gefährdung wesentlicher Infrastruktureinrichtungen	5,0
hoch	Gefährdung von Passanten und Gefährdung wesentlicher Infrastruktureinrichtungen	10,0

Tabelle 2.6: Teilschadensparameter S05 zur Berücksichtigung der Umgebungswirkung im Schadensfall.

2.3.2 Gebäuderelevante Parameter

Für die Beurteilung und Einschätzung zahlreicher Bauwerkseigenschaften bzw. Konstruktionsausführungen ist die Kenntnis der im Zeitraum der Errichtung eines Gebäudes geltenden Richtlinien und Normen wesentlich. In erster Linie regelten die Bauordnungen die Planung und Ausführung der Bauwerke dieser Zeit. Zusätzlich wurden jedoch mangels detaillierten Festlegungen auf allgemein anerkannte Regeln der Konstruktion zurückgegriffen, wie beispielsweise in *Titscher* [Titscher, 1918] festgehalten. Aufgrund der im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten zahlreichen Untersuchungen wurde festgestellt, dass eine genaue Datierung des Errichtungsjahres eines Gründerzeithauses oftmals schwierig ist. Da die originalen Planunterlagen der Gründerzeithäuser häufig unvollständig sind, kann oftmals nur eine Einschätzung des ungefähren Zeitraums der Errichtung getroffen werden.

Vor allem die Bauordnungen der Stadt Wien beeinflussen die Konstruktion der Gründerzeithäuser. Eine Aufstellung über die im Zeitraum der Wiener Gründerzeit für Wien geltenden Bauordnungen kann aus [Varga, 2007] bzw. Tabelle 2.7 entnommen werden.

In der Bauordnung von 1859 [Bauordnung Wien, 1859] und in der nachfolgenden Bauordnung von 1868 [Bauordnung Wien, 1868] wurden sukzessive Konstruktionsregeln für den Neu-, Zu- und Umbau von Gebäuden gegeben. Im Wesentlichen können daraus die typischen Parameter der Wiener Gründerzeithäuser abgeleitet werden. In der Novelle zur Bauordnung von 1868 [Novelle Bauordnung Wien, 1869] wurden zusätzlich erleichterte Bestimmungen für die Erbauung bestimmter Wohnbauten gegeben.

Mit der Bauordnung von 1883 [Bauordnung Wien, 1883] wurde ein wesentlicher Zeitraum der Gründerzeit bautechnisch reglementiert. Im Allgemeinen wurde aufgrund der Bauordnung von 1883 [Bauordnung Wien, 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 [Magistratsdirektion Wien, 1985].

In Abbildung 2.2 ist ein Originalauszug aus den Bauordnungen von 1859 [Bauordnung Wien, 1859] und 1868 [Bauordnung Wien, 1868] dargestellt.

Datum	Bezeichnung
13. Dezember 1829	Bauordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien und seine Vorstädte
1836	Novelle zur BO vom 13. Dezember 1829
1838	Novelle zur BO vom 13. Dezember 1829
1840	Novelle zur BO vom 13. Dezember 1829
15. Oktober 1859	Bauordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien im Landes-Regierungsblatt für das Erzherzogthum Österreich unter der Enns
2. Dezember 1868	Bauordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien im Rahmen des Landesgesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum Österreich unter der Enns Nr. 24/1868
20. Dezember 1869	Novelle zur BO vom 2. Dezember 1868 im Landesgesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum Österreich unter der Enns Nr. 1/1870 (Gültig für das Erzherzogthum Österreich unter der Enns einschließlich der k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien)
20. Dezember 1869	Novelle zur BO vom 2. Dezember 1868 im Landesgesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum Österreich unter der Enns Nr. 3/1870 (Ausschließlich gültig für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien)
17. Jänner 1883	Bauordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien im Rahmen des Landesgesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum Österreich unter der Enns Nr. 35/1883
26. Dezember 1890	Novelle zur BO vom 17. Jänner 1883 im Landesgesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum Österreich unter der Enns Nr. 48/1890
17. Juni 1920	Bauordnung für Wien im Landesgesetz- und Verordnungsblatt für Österreich unter der Enns Nr. 547/1920
4. November 1920	Novelle zur BO vom 17. Juni 1920 im Landesgesetz- und Verordnungsblatt für Österreich unter der Enns Nr. 808/1920
9. Dezember 1927	Novelle zur BO vom 17. Juni 1920 im Landesgesetz- und Verordnungsblatt für Österreich unter der Enns Nr. 1/1928
25. November 1929	Bauordnung für Wien, LGBl. für Wien Nr. 11/1930, zuletzt geändert durch das Gesetz LGBl. für Wien Nr. 46/2010

Tabelle 2.7: Aufstellung der historischen Entwicklung der Bauordnung für Wien [Varga, 2007].

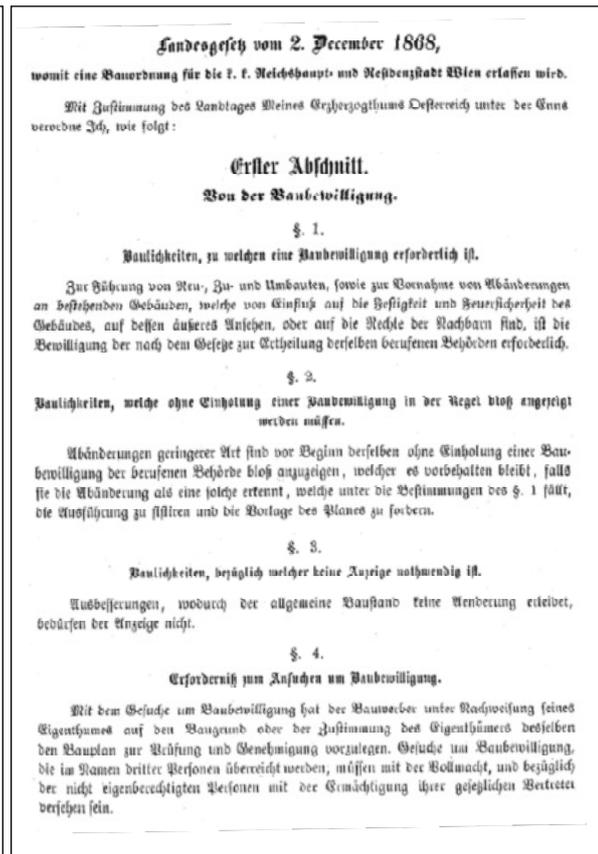
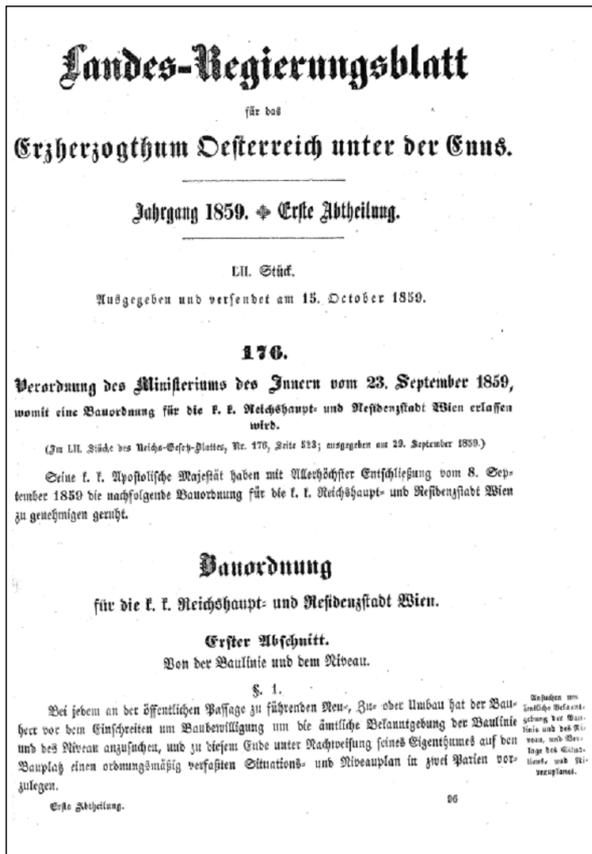


Abbildung 2.2: Originaldarstellung der Bauordnungen für Wien von 1859 (links), bzw. 1868 (rechts) [Bauordnung Wien, 1859; Bauordnung Wien, 1868].

Aus der Gegenüberstellung der konstruktiven Bestimmungen der wichtigsten Wiener Bauordnungen der Gründerzeit lassen sich Ableitungen für eine Bewertung des Errichtungsjahres treffen. Im Wesentlichen wurden die Konstruktionsparameter wie etwa Gebäudehöhe, Materialien, Mauerstärke und Deckenkonstruktion in den einzelnen Bauordnungen unterschiedlich behandelt. In Tabelle 2.8 ist der Vergleich der unterschiedlichen Bestimmungen zufolge der Gebäudehöhe als Originalauszug aus den entsprechenden Bauordnungen angegeben.

Aus den im Rahmen aktueller Untersuchungen vorgefundenen Ziegelmaßen lassen sich häufig auch Rückschlüsse auf das Jahr der Errichtung ziehen. Da die Abmessungen der zu verwendeten Ziegelsteine in den Bauordnungen festgelegt wurde, wie dies in dem Originalauszug aus den entsprechenden Bauordnungen in Tabelle 2.9 dargestellt ist, kann in den überwiegenden Fällen damit auch das Baujahr des Gebäudes eingegrenzt werden.

Gleichermaßen wurden in den historischen Bauordnungen auch Regelungen bezüglich der Mauerstärken getroffen. Diese zum Teil sehr umfangreichen Angaben sind als Originalauszug aus den entsprechenden Bauordnungen in Tabelle 2.10 dargestellt.

BO	Gebäudehöhe
1859	<p>§38 Die Höhe der Wohnhäuser darf bis zum Dachsaume 13 Klafter¹⁾, welche Höhe bei abfallendem Terrain auf dessen obersten Punkte zu gelten hat, nicht überschreiten. Gewölbte Localitäten müssen im Lichte wenigstens 10 Schuh²⁾, Localitäten mit geraden Decken aber wenigstens 9 Schuh³⁾ hoch sein. Die Zahl der Stockwerke bleibt bei Einhaltung obiger Normalhöhen der Wahl des Bauherrn überlassen.</p>
1868	<p>§44 Höhe der Wohnhäuser und der einzelnen Localitäten; Zahl der Stockwerke - Die Höhe der Wohnhäuser darf bis zum Dauchsäume 13 Klafter¹⁾, welche Höhen bei abfallendem Terrain auf dessen obersten Punct zu gelten haben, nicht überschreiten. Die lichte Höhe sämtlicher Wohnräume muß bei geraden Decken wenigstens 9 Fuß³⁾ betragen. Bei nicht geraden Decken wird dieselbe nach dem verglichenen Maß gerechnet. Wohnhäuser mit mehr als vier Stockwerken einschließlich das Mezzanin dürfen nicht gebaut werden. Das Erdgeschoß kann untertheilt werden. Solche untertheilungen dürfen indeß nur im Falle bewohnt werden, wenn sie die für Wohnungen vorgeschriebene Höhe besitzen und wenn dadurch die in den vorgesehenen Bestimmungen festgesetzte Anzahl der Stockwerke nicht überschritten wird.</p>
1883	<p>§42 Die Höhe der Wohnhäuser bis zur obersten Gesimskante soll in der Regel 25 m nicht übersteigen; der Fußboden des obersten Stockwerkes darf aber niemals höher als 20 m über dem Straßenniveau liegen. Bei abfallendem Terrain sind diese Höhen vom höchsten Niveaupunkte des Terrains zu bemessen. Wohnräume sollen licht und ventilierbar sein. Die lichte Höhe sämtlicher Wohnlocalitäten muß bei geraden Decken wenigstens 3 m betragen. Bei nicht geraden Decken wird diese Höhe nach dem verglichenen Maße gerechnet, so dass der Luftraum dieselbe Größe erhält wie bei geraden Decken mit 3 m lichter Höhe. Wohnhäuser dürfen nicht mehr als fünf Geschosse enthalten, wobei Erdgeschoß und allfälliges Mezzanin einzurechnen sind. Untertheilungen der Erdgeschosse können von der Baubehörde unter der Bedingung gestattet werden, dass jede der hiedurch entstehenden unteren oder oberen Abtheilungen eine lichte Höhe von mindestens 3 m erhält.</p>
	<p>¹⁾ Entspricht etwa 24,65 m Höhe ²⁾ Entspricht etwa einer Raumhöhe von etwa 3,16 m ³⁾ Entspricht etwa einer Raumhöhe von etwa 2,84 m</p>

Tabelle 2.8: Originalauszug aus den Bauordnungen von 1859, 1868 und 1883 als Vergleich der unterschiedlichen Bestimmungen hinsichtlich der Gebäudehöhe [Bauordnung Wien, 1859; Bauordnung Wien, 1868; Bauordnung Wien, 1883].

BO	Baumaterialien - Ziegelmaß
1859	<p>§27 Der Bauführer hat unter seiner Haftung und Verantwortung nur gute und dauerhafte Materialien in angemessener Weise zu verwenden. Die Ziegel müssen den Einwirkungen der Feuchtigkeit und der Atmosphäre widerstehen, ebenso die Bruchsteine, welche lagerhaft sein müssen. Der Kalk muß gut aufgelöst und bindend, der Bausand muß frei von Erde und Schlamm und resch (körnig) sein. Das Bauholz muß gesund und trocken sein und trocken liegen. Guß- und Schmiedeeisen ist in allen Theilen genau zu untersuchen. Die Mauerziegel können auch in anderen als den bisher vorgeschriebenen Dimensionen von 11'' Länge, 5¼'' Breite und 2½'' Dicke¹⁾ angefertigt werden, wenn 1. ihr Längen- und Breitenmaß so angenommen sind, dass Voll auf Fuge kommen und überhaupt ein guter Verband im Mauerwerk hergestellt werden kann, und 2. das Minimum für gewöhnliche Mauerziegel nicht unter 8½'' Länge, 4'' Breite und 2'' Dicke²⁾ beträgt. Zu einer und derselben Mauer dürfen aber jedenfalls nur ganz gleich große Ziegel in Anwendung kommen. Pflaster-, Dach- und sonstige Form- und Verzierungsziegel können jede beliebige Dimension erhalten, falls Sie nur zweckentsprechend und hinreichend fest sind.</p>
1868	<p>§32 Ziegelmaß - Das normale Maß für Mauerziegel wird festgesetzt mit 11'' Länge, 5¼'' Breite und 2½'' Dicke¹⁾.</p>
1883	<p>§36 Ziegelmaß - Das normale Maß der Mauerziegel wird festgesetzt mit 29 cm Länge, 14 cm Breite und 6,5 cm Dicke. Dach-, Gewölbe-, Pflaster-, Hohl- und sonstige Form- und Verzierungsziegel können in jeder beliebigen Dimension verwendet werden.</p>
	<p>¹⁾ Entspricht etwa 27,9 cm Länge, 13,3 cm Breite und 6,4 cm Dicke ²⁾ Entspricht etwa 21,6 cm Länge, 10,0 cm Breite und 5,1 cm Dicke</p>

Tabelle 2.9: Originalauszug aus den Bauordnungen von 1859, 1868 und 1883 als Vergleich der unterschiedlichen Bestimmungen hinsichtlich Ziegelmaß und Materialien [Bauordnung Wien, 1859; Bauordnung Wien, 1868; Bauordnung Wien, 1883].

BO	Mauerstärke														
1859	<p>§49 Die Bestimmung der Mauerstärke hängt von so verschiedenen Verhältnissen, als von der Höhe der Stockwerke, von den Dimensionen und Constructionen der Decken, von der Tiefe der Tract u.s.w. ab, dass sich hier nur auf die nachfolgenden allgemeinen Vorschriften beschränkt werden kann:</p> <p>a) Werden Ziegel von den bisher vorgeschriebenen Dimensionen verwendet, so muß die Hauptmauer im obersten Stockwerke, falls die Zimmertiefe in diesem Stockwerke 20 Schuh¹⁾ nicht überschreitet, eine Dicke von mindestens 18 Zoll²⁾, falls aber die Zimmertiefe in diesem Stockwerke 20 Schuh¹⁾ überschreitet, eine Dicke von 2 Schuh³⁾ erhalten.</p> <p>b) Bei Anwendung von Diebelbäumen muß die Hauptmauer mit jedem Geschoße abwärts um 6 Zoll⁴⁾ verstärkt werden.</p> <p>Bei allen anderen Deckenconstructionen von Holz muß in jedem Stockwerke abwärts die Stärke der Hauptmauer um 3 Zoll⁵⁾ zunehmen, im Fundamente aber jedenfalls wenigstens 6 Zoll⁴⁾ stärker sein als im Erdgeschoße gehalten werden.</p> <p>c) Über die Abweichungen von diesen Massen (a und b), durch Anwendung von andern als den bisher üblichen Constructionen, oder durch Verwendung von Ziegeln kleineren als den bisher vorgeschriebenen Dimensionen, entscheidet die Behörde.</p> <p>Die nach der Ausdehnung und Structur des Baues erforderliche Mauerstärke ist in den Bauentwürfen in Antrag zu bringen und bei dem amtlichen Bauaugenscheine strenge zu prüfen.</p> <p>d) Zwischenpfeiler, welche, falls sie von Ziegeln hergestellt würden, die gehörige Widerstandsfähigkeit nicht besäßen, müssen von Stein oder Eisen hergestellt werden und sind im Bauplane ersichtlich zu machen.</p> <p>e) Die Mittelmauern haben eine solche Stärke zu erhalten, dass unbeschadet ihrer Stabilität der im ersten Satze des §42 enthaltenen Bestimmung vollkommen genüge geleistet werde.</p> <p>Zwischen den beiderseitigen Balkenauflagern auf den Mittelmauern muß ein Zwischenraum von wenigstens einer Ziegellänge sein.</p>														
1868 1869	<p>§56 Die Mauerstärken sind abhängig von der Belastung der Mauern, von dem verwendeten Materiale, von der Höhe der Stockwerke und der Construction der Decken, es können daher nur die folgenden allgemeinen Bestimmungen festgesetzt werden:</p> <p>a) Die Hauptmauer, sowie alle inneren Mauern an den Stellen, wo sie Rauchfänge enthalten, müssen wenigstens 18 Zoll²⁾ stark ausgeführt werden.</p>														
1883	<p>§56 Die Stärke der Mauern ist abhängig von der Belastung der Mauern, von dem verwendeten Materiale, von der Anzahl und Höhe der Stockwerke, von den Zimmertiefen und der Construction der Decken.</p> <p>Es werden daher in Nachfolgenden nur Bestimmungen für die aus gewöhnlichen Ziegeln und gewöhnlichen Kalkmörtel herzustellenden Mauern der gewöhnlichen Wohngebäude festgesetzt, wobei als Norm zu gelten hat, daß bei Angabe und Cotirung der Mauerstärken stets der Anwurf und Verputz der Mauern außer Betracht bleibt:</p> <p>1. Die Mauerstärke ist nach Abstufungen von halben Ziegellängen zu berechnen; es dürfen daher nur Mauern in der Stärke von 1/2, 1, 1½, 2 u.s.w. Mauerziegel ausgeführt werden, bei welchen in Cotirung und Berechnung folgende Abrundungen zu gelten haben, als: für die</p> <table data-bbox="379 1240 869 1435"> <tr> <td>½ steinige Mauer die Abrundung auf 15 Centimeter</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>1½</td> <td>45</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>2½</td> <td>75</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>3½</td> <td>105</td> </tr> </table> <p>2. Bei vielfach durchbrochenen Mauern, deren Pfeiler, falls sie aus gewöhnlichem Ziegelmauerwerke ausgeführt würden, die gehörige Widerstandsfähigkeit nicht besäßen, sind diese Pfeiler aus gut gebrannten Ziegeln mit hydraulischem Kalkmörtel oder aus Stein, oder aber aus Eisen herzustellen, was im Bauplane ersichtlich zu machen ist.</p> <p>3. Die Hauptmauern des obersten Stockwerkes müssen bis zu einer Zimmertiefe dieses Geschosses von 6,5 Meter eine Dicke von 45 Centimeter haben, bei einer Zimmertiefe von mehr als 6,5 Meter aber 60 Centimeter dick sein. Bei Anwendung von Tram-(Sturz-) Böden sind die Hauptmauern der untersten Geschosse mit Verstärkungen von 15 Centimeter derart auszuführen, dass immer nur in je zwei unmittelbar übereinander stehenden Stockwerken die Hauptmauern in gleicher Dicke hergestellt werden. Hiernach müssen die Hauptmauern zu ebener Erde bei Zimmertiefen des letzten Stockwerkes bis zu 6,5 Metern für vierstöckige Gebäude 75 Centimeter und für dreistöckige Gebäude 60 Centimeter; bei Zimmertiefen des letzten Stockwerkes über 6,5 Meter aber für vierstöckige Gebäude 90 Centimeter und für dreistöckige Gebäude 75 Centimeter als geringste Dicke erhalten.</p> <p>Bei Anwendung von Dippelböden müssen zur Erzielung des freien Auflagers der Dippelbäume vom vorletzten Stockwerke angefangen in jedem der unteren Stockwerke einschließlich des Erdgeschosses die Hauptmauern eine Verstärkung von je 15 Centimeter erhalten.</p>	½ steinige Mauer die Abrundung auf 15 Centimeter		1	30	1½	45	2	60	2½	75	3	90	3½	105
½ steinige Mauer die Abrundung auf 15 Centimeter															
1	30														
1½	45														
2	60														
2½	75														
3	90														
3½	105														

Tabelle 2.10: Originalauszug aus den Bauordnungen von 1859, 1868 und 1883 als Vergleich der unterschiedlichen Bestimmungen hinsichtlich Mauerstärken [Bauordnung Wien, 1859; Bauordnung Wien, 1868; Bauordnung Wien, 1883].

1883	<p>Bei Anwendung von gewölbten oder hölzernen Decken auf eisernen Trägern (Traversendecken) kann die Mauerstärke in allen Stockwerken und auch im Erdgeschoss (wenn dessen lichte Höhe nicht mehr als 5 Meter beträgt) bei einer Zimmertiefe des obersten Stockwerkes bis zu 6,5 Meter im Ausmaße von 45 Centimeter, bei einer Zimmertiefe von mehr als 6,5 Meter jedoch muß die Mauerstärke in dem Ausmaße von 60 Centimeter hergestellt werden, vorausgesetzt, dass die Tragfähigkeit des Mauerwerks durch die Verwendung des geeigneten Materiales nachgewiesen wird.</p> <p>Jene Theile der Hauptmauern, welche nicht als Auflager für Deckenconstructionen dienen, können ohne Rücksicht auf das Maß der Zimmertiefen durch alle Stockwerke einschließlich des Erdgeschosses 45 Centimeter Stärke erhalten.</p> <p>4. Die Mittelmauern müssen bei dreistöckigen Häusern 60 Centimeter in jedem Stockwerk bei vier Stock hohen Häusern im Erdgeschoss 75 Centimeter Stärke, in den übrigen Stockwerken 60 Centimeter erhalten.</p> <p>Bei Anwendung von Decken auf eisernen Trägern kann für das oberste Stockwerk, bei nachgewiesener Tragfähigkeit des Mauerwerks jedoch eine Stärke von 45 Centimeter gestattet werden.</p> <p>Bei Gebäuden mit weniger Stockwerken können die Mittelmauern im Falle der Anwendung von Tramböden, gewölbten Decken oder Decken auf eisernen Trägern 45 Centimeter stark gehalten werden. Bei Anwendung von Dippelböden in solchen Gebäuden muss jedoch in der Mittelmauer, wenn dieselbe nach oben fortgesetzt wird, zwischen dem beiderseitigen, mindestens 15 Centimeter messenden Auflager stets ein Zwischenraum von wenigstens 30 Centimeter vorhanden sein, daher diese Mauer sodann eine Stärke von 60 Centimeter zu erhalten ist.</p> <p>5. Die Feuermauern sind von unten auf bis zum Dachbodenpflaster mindestens 30 Centimeter dick, bei vierstöckigen Gebäuden aber zu ebener Erde 45 Centimeter stark herzustellen.</p> <p>Dienen die Feuermauern gleichzeitig als Deckenaufleger, so haben sie in jenen Stockwerken, wo dies der Fall ist, eine Stärke von 45 Centimeter zu erhalten.</p> <p>6. Die Lichthofmauern müssen, wenn sie als direktes Auflager für Deckenconstructionen dienen, mindestens 45 Centimeter stark sein, sonst genügt für dieselben eine Stärke von 30 Centimeter.</p> <p>7. Die Stiegenmauern können, wenn sie auch das Gebäude nach außen abschließen bei nicht freitragender Stiegen in Gebäuden mit höchstens zwei Stockwerken eine geringste Dicke von 30 Centimeter, in Gebäuden mit drei und vier Stockwerken aber eine solche von 45 Centimeter erhalten.</p> <p>Bei Anwendung von freitragenden Stiegen sind, ohne Rücksicht auf die Anzahl der Stockwerke und ohne Rücksicht, ob die Stiegenmauern das Gebäude nach außen abschließen oder nicht, die Stiegenmauern mindestens 45 Centimeter stark herzustellen.</p> <p>8. Gangmauern, welche das Gebäude nicht nach außen abschließen und auch nicht als Deckenaufleger dienen, können in einer Stärke von 15 Centimeter ausgeführt werden, im Erdgeschoss müssen sie aber mindestens 30 Centimeter stark sein.</p> <p>9. Scheidemauern haben eine Stärke von mindestens 15 Centimeter zu erhalten. Dienen Scheidemauern zugleich als einseitiges Auflager für Holzdecken, so sind sie 45 Centimeter stark herzustellen, wenn sie nach Oben fortgesetzt werden, sonst genügt eine Stärke von 30 Centimeter.</p> <p>10. Alle inneren Mauern sind an jenen Stellen, wo sie Tauchfänge enthalten wenigstens 45 Centimeter stark auszuführen.</p> <p>11. Die Hauptmauern in dem Kellergeschosse und in den Fundamenten sind, auch wenn sie aus gemischtem Mauerwerk hergestellt werden, 15 Centimeter stärker als zu ebener Erde zu halten.</p> <p>Der Vorgrund dieser Mauern darf gegen die Gasse nicht mehr als 15 Centimeter betragen. Über Abweichungen von den vorstehenden Normen bei Anwendung anderer Constructionen und Materialien, als: Steine, Zement, Eisen u.s.w. oder über Abweichungen von dem im §.36 normierten Ziegelmaße entscheidet die Baubehörde auf Grund der gelieferten Nachweise über die genügende Festigkeit und Stabilität.</p>
	<p>¹⁾ Entspricht einer Raumtiefe von 6,32 m ²⁾ Entspricht einer Mauerstärke von 45,7 cm ³⁾ Entspricht einer Mauerstärke von 63,2 cm ⁴⁾ Entspricht einer Verstärkung von 15,2 cm ⁵⁾ Entspricht einer Verstärkung von 7,6 cm</p>

Fortsetzung Tabelle 2.10: Originalauszug aus den Bauordnungen von 1859, 1868 und 1883 als Vergleich der unterschiedlichen Bestimmungen hinsichtlich Mauerstärken [Bauordnung Wien, 1859; Bauordnung Wien, 1868; Bauordnung Wien, 1883].

Aus den unterschiedlichen Bauordnungen lassen sich zum Teil Unterschiede in den einzelnen Ausführungsformen erkennen. Prinzipiell wurde die Genauigkeit der Ausführung der Bauordnungen im Laufe der Zeit erhöht. Eine bedeutsame Qualitätsreduktion in der Ausführung ist vor allem nach in Kraft treten der Bauordnung von 1883 erkennbar [Magistratsdirektion Wien, 1985]. Aufgrund der in §§43 und 46 der BO von 1883 geltenden Bestimmungen wurde eine Vielzahl der typischen Zinshäuser der Spätgründer-

zeit errichtet. Dies führte zu einem Tiefpunkt der in der Gründerzeit ständig schlechter werdenden Wohnqualität für ärmere Bevölkerungsschichten [Magistratsdirektion Wien, 1985].

Neben den auf den Bau selbst Bezug nehmenden Vorschriften wurden in den Bauordnungen ab der Novelle zur BO 1869 von 1870 erleichterte Bestimmungen zur Erbauung von Wohnhäusern mit bestimmten Eigenschaften ausgegeben. Diese in der BO von 1883 weitergeführten Richtlinien ermöglichten beispielsweise die Anwendung von Riegelwänden als Außenmauern, Dachgeschoßwohnungen, vereinfachte Konstruktionsregeln für Mauerstärken, Mischmauerwerk und Bruchsteinmauerwerk, usw.

Neben den geltenden Richtlinien und Konstruktionsregel können für die Bewertung eines Gründerzeithauses auch Rückschlüsse aus den verwendeten Materialien, bzw. Materialeigenschaften gezogen werden. In erster Linie wird in der bestehenden Literatur [Wiener Zieglmuseum, 1978; Balak, 1990] vor allem der Einsatz der Ziegelmauersteine bzw. des Mörtels dieser Zeit dokumentiert.

Die verwendeten Ziegelsteine der Gründerzeit können der Tabelle 2.11 entnommen werden.

Jahr	Mauerziegel
bis 1857	<ul style="list-style-type: none"> • Firma Alois Miesbach (Meidling) Staatswappen im Ziegelstempel, Ziegelformat 70 x 138 x 288 mm • Giacomo Corrigliano (Inzersdorf) Ziegelformat 70 x 138 x 288 mm
ab 1857	<ul style="list-style-type: none"> • Firma Heinrich Drasche (als Nachfolger von Alois Miesbach) Ziegelformat 66 x 144 x 301 mm
ab 1869	<ul style="list-style-type: none"> • Wienerberger Ziegelformat 70 x 145 x 300 mm (als metrisches Format), „W“ erscheint im Wappen Ziegelformat 70 x 140 x 290 mm (als souveränes österreichisches Format)

Tabelle 2.11: Verwendete Ziegelsteine der Gründerzeit [Wiener Zieglmuseum, 1978; Balak, 1990].

In einer [Balak, 1990] zitierten Stellungnahme von *Dohnat* [Dohnat, 1911] wird der Einfluss der unterschiedlichen Mauerziegel im Vergleich zu deren Herstellung wie folgt wiedergegeben:

„Die Zusammensetzung gut brauchbarer, gebrannter Ziegel ist innerhalb sehr weiter Grenzen schwankend; dementsprechend kann auch die Zusammensetzung der zur Erzeugung brauchbarer Ziegel zu verwendenden Ziegeltone und ähnlicher Materialien sehr schwankend sein. Diese Ziegeltone können mitunter vorzugsweise aus Ton und Sand mit sehr geringen Beimengungen von Karbonaten der alkalischen Erden oder aber aus Ton, Sand und so großen Beimengungen von Erdkarbonaten bestehen, dass sie im letzteren Falle einen mergelartigen Charakter annehmen.

Für die Beschaffenheit des fertigen Ziegelfabrikates ist die Dauer und Temperatur des Brandes viel mehr von Bedeutung, als die Zusammensetzung des Ziegelmaterials innerhalb gewisser Grenzen.“

Zusammenfassend wird in der Literatur [Balak, 1990] festgestellt, dass in der Früh- und Hochgründerzeit zum Teil aus wirtschaftlichen Gründen Bruchsteine in das Kellermauerwerk eingebracht wurden, diese Verwendung der Bruchsteine in der Spätgründerzeit aber stark zurückging.

Bezüglich der Qualität des Mörtels im Zeitraum der Errichtung der Gründerzeithäuser gemäß [Balak, 1990] geschlossen werden, dass im Wohn-, Geschäfts- und Monumentalbau in erster Linie Kalkmörtel, im Speziellen im Gründungsbereich Kalkzementmörtel verwendet wurde. Zementmörtel wurde nur teilweise verwendet, insbesondere bei hoch belastetem Mauerwerk.

Aus den einleitend beschriebenen Grundlagen aus Errichtungsjahr und ursprünglich verwendeten Materialien können nur bedingt Ableitungen hinsichtlich des derzeitigen Zustands getroffen werden. Vielmehr können aus den zu dieser Zeit gültigen Bauordnungen Annahmen bezüglich anderer Parameter (z.B. Gründungen, Verschleißungen) abgeleitet werden, die jedoch ursächlich nicht notwendigerweise auf das genaue Errichtungsjahr bzw. auf die zum Errichtungszeitpunkt verwendeten Materialien bezogen werden können.

2.3.2.1 Erdbebenzone

Aufgrund der derzeit gültigen Normen kann die Einteilung des Standorts hinsichtlich seiner Erdbebenzone in Wien in zwei unterschiedliche Zonen erfolgen [ÖNORM B 1998-1, 2006]. Die Zoneneinteilung wurde auf Basis der bekannten Erdbebenereignisse der vergangenen Zeit durchgeführt und ist in Abbildung 2.3 dargestellt. Für das Stadtgebiet von Wien wird in die in Tabelle 2.12 angeführten Zonen unterschieden. Der daraus abgeleitete Teilbauwerksparameter G01 ist ebenfalls in Tabelle 2.12 dargestellt. Dabei bezeichnet a_{gR} den Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A.

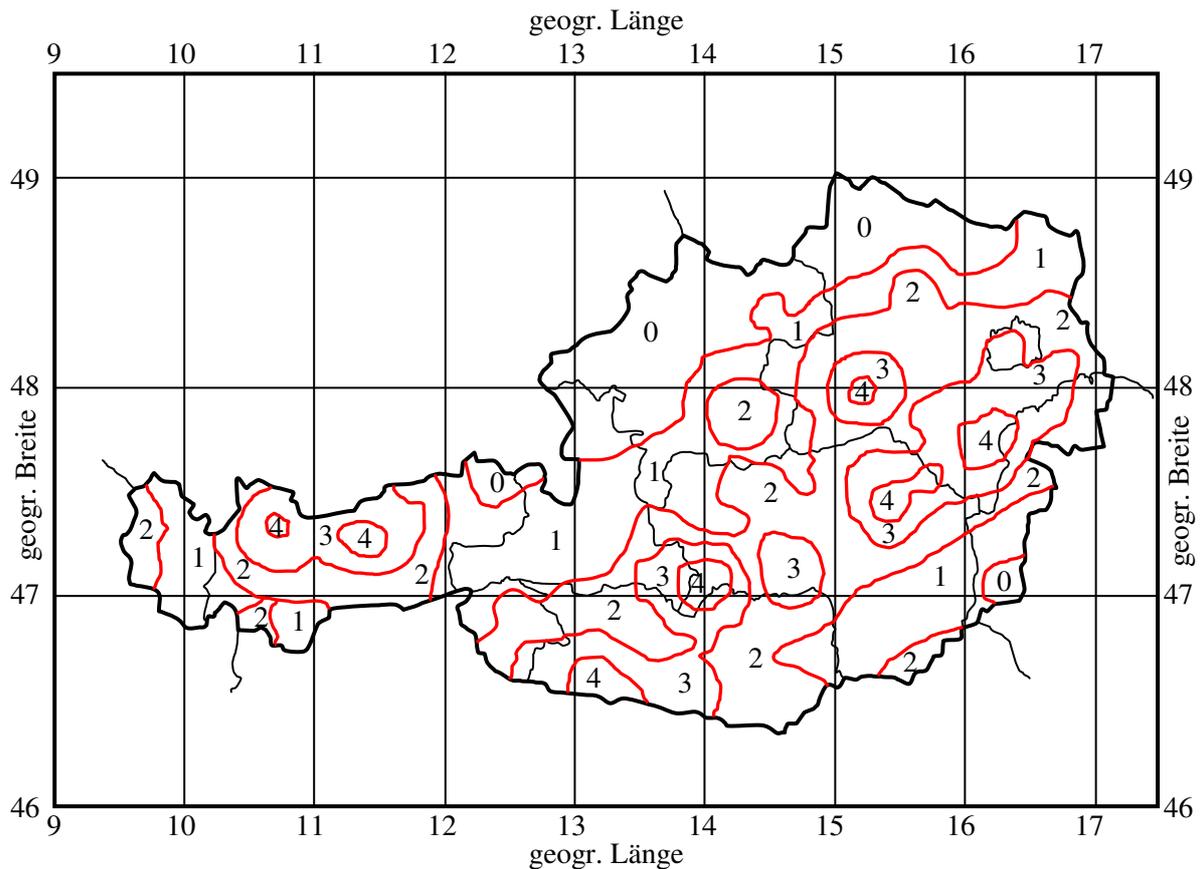


Abbildung 2.3: Erdbebenzonen in Österreich [ÖNORM B 1998-1, 2006].

Ort	Zone	a_{gR} m/s ²	G01
Wien, südwestlich der Donau	3	0,80	1,5
Wien, nordöstlich der Donau	2	0,70	1,0

Tabelle 2.12: Erdbebenzonen in Wien [ÖNORM B 1998-1, 2006] und der daraus abgeleiteten Teilbauwerksparameters G01.

2.3.2.2 Grundriss

Die Grundrissform ist für das Bauwerksverhalten bei seismischer Belastung maßgeblich verantwortlich. Dazu sind in Normen und Richtlinien [ÖN EN 1998-1, 2005; ÖNORM B 4015, 2007] ausreichend genaue Vorgaben angegeben.

In den Erläuterungen zu den Checklisten der *Baudirektion Kanton Zürich* [Baudirektion Kanton Zürich AWEL, 2001] wird zusätzlich hingewiesen, dass es durch unregelmäßige Grundrissformen bzw. ungünstiger Grundrisskonfiguration durch das individuelle Verhalten der einzelnen Gebäudeteile im Erdbebenfall zu großen Relativbewegungen und dadurch zu Schäden zwischen den Gebäudeteilen kommen kann. In mehreren durchgeführten Untersuchungen an Wiener Gründerzeithäusern [SEISMID, 2011] wurde das unterschiedliche Schwingungsverhalten der Hoftrakte im Vergleich zum straßenseitigen Hauptgebäude eindeutig nachgewiesen.

Als zusätzliches Kriterium der Regelmäßigkeit eines Grundrisses wird ein aus den Erläuterungen zu den Checklisten der *Baudirektion Kanton Zürich* [Baudirektion Kanton Zürich AWEL, 2001] entnommenes Kriterium übernommen. Dabei gilt ein Grundriss noch dann als regelmäßig, wenn die Ausdehnung einer Unregelmäßigkeit, wie etwa eines Gebäudeflügel oder eines außen liegenden Stiegenhauses, nicht mehr als 15 % der Gesamtgrundrissfläche übersteigt.

Zu den Kriterien für die Beurteilung des Teilbauwerksparameter G03 hinsichtlich der Bewertung von Wiener Gründerzeithäusern zählen:

- Regelmäßigkeit des Gebäudegrundrisses
- Verhältnis Länge L zu Breite B der Grundrissform L/B

Die aus den Kriterien abgeleiteten Angaben des Teilbauwerksparameter G02 zur Bewertung des Grundrisses sind in Tabelle 2.13 dargestellt.

Kriterien	G02	
	„regelmäßig“	„unregelmäßig“
$L/B < 4$	1,0	5,0
$L/B > 4$	5,0	10,0

Tabelle 2.13: Teilbauwerksparameter G02 „Grundrissform“ bei Wiener Gründerzeithäusern.

Die Kriterien zur Bewertung der Regelmäßigkeit des Grundrisses und des Verhältnisses der Länge L zur Breite B der Gründerzeithäuser sind in Tabelle 2.14 angegeben.

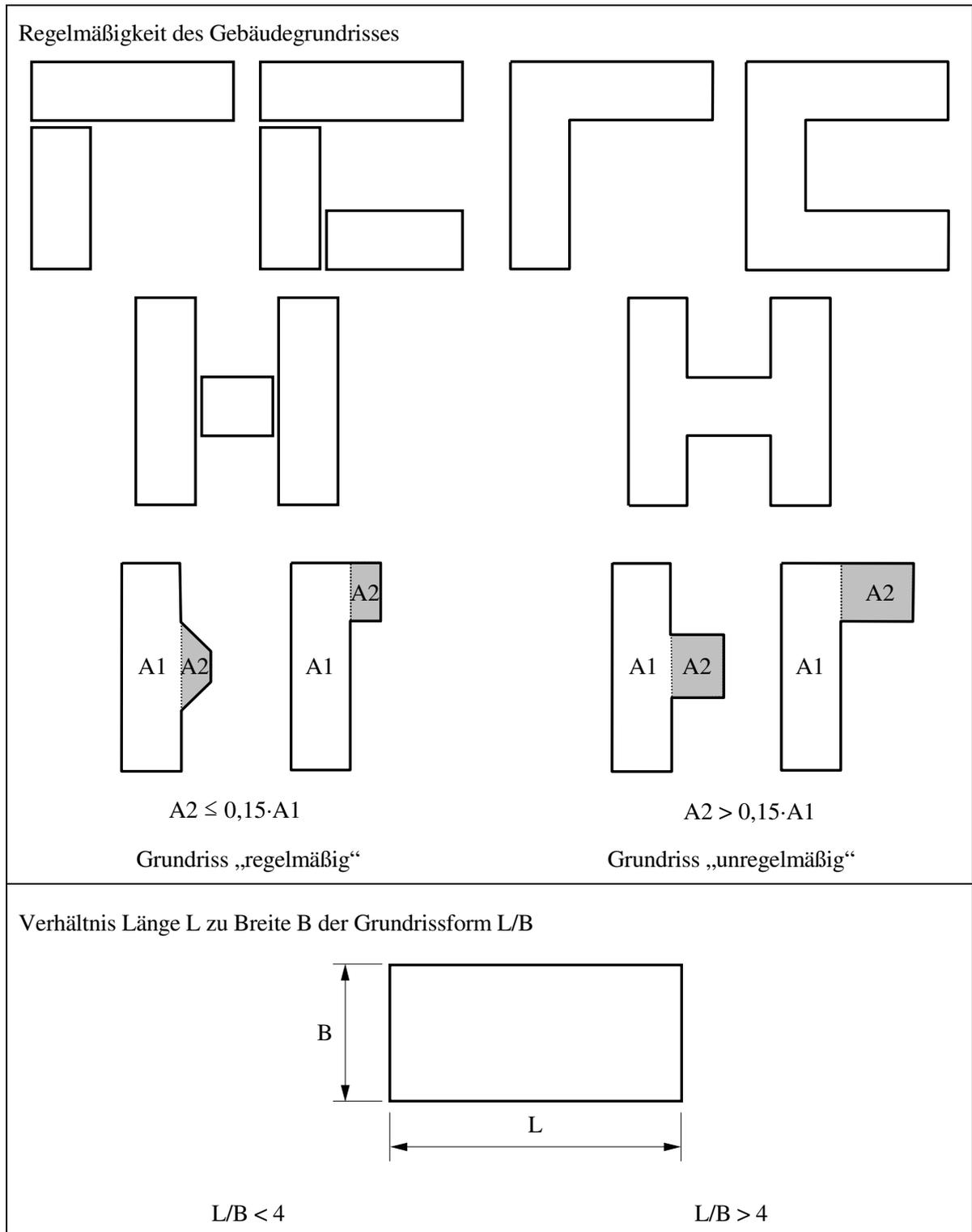


Tabelle 2.14: Kriterien zur Bewertung der Regelmäßigkeit des Grundrisses bei Wiener Gründerzeithäusern.

2.3.2.3 Vertikale Regelmäßigkeit

Im Hinblick auf die Wiener Gründerzeithäuser betrifft die vertikale Unregelmäßigkeit meist fehlende Aussteifungselemente im Erdgeschoß. Durch die nachträgliche Nutzung eines Erdgeschoßes als Geschäftslokal wird die vertikale Raumteilung aufgehoben und oftmals Schubwände durch Stützen ersetzt. Diese können zwar die statischen Belastung aus den darüber liegenden Geschoßen abfangen, aber kaum Horizontalkräfte übertragen, wodurch das Gebäude in diesem Bereich im Fall eines Erdbebens durch einen enormen Sprung in der horizontalen Steifigkeit des Bauwerks schadensanfällig ist. In den Erläuterungen zu den Checklisten der *Baudirektion Kanton Zürich* [Baudirektion Kanton Zürich AWEL, 2001] wird ein weiches Geschoß bezüglich vertikaler Schubsteifigkeit dann berücksichtigt, wenn die horizontale Schubsteifigkeit zumindest 70 % geringer ist, als jene des darüber liegenden Geschoßes, oder zumindest 40 % geringer ist, als der Durchschnitt der Schubsteifigkeit der drei darüber liegenden Geschoße.

In städtischen Gebieten mit teilweiser Nutzung der Gründerzeithäuser als Büro- oder Geschäftsräumlichkeiten können vertikale Unregelmäßigkeiten über die gesamte Gebäudehöhe auftreten. Im Gegensatz zur Nutzung des Erdgeschoßes als Geschäftslokal, ist die Nutzung höherer Geschoße durch Büros von außen weitestgehend nicht einsehbar. Durch die ungleichmäßige Lastabtragung, vor allem auch der Schubkräfte im Erdbebenfall, sind diese Unregelmäßigkeiten jedenfalls auch zu bewerten. Gemäß den Erläuterungen zu den Checklisten der *Baudirektion Kanton Zürich* [Baudirektion Kanton Zürich AWEL, 2001] verschlechtern Sprünge im Gebäudewiderstand bzw. der Gebäudesteifigkeit ab 30 % in unmittelbar übereinander liegenden Geschoßen das Verhalten unter Erdbebenbelastung maßgeblich. Die daraus abgeleiteten Kriterien sind in Tabelle 2.15 dargestellt.

Da die horizontale Geschosssteifigkeit in den meisten Fällen nur unter hohem Aufwand abgeschätzt werden kann und zudem Kenntnis über die Anschlüsse der einzelnen Bauwerksteile zueinander vorausgesetzt wird, wird im konkreten Fall der Gründerzeithäuser eine abgewandelte Form der Klassifizierung herangezogen.

Dabei wird angenommen, dass der Originalzustand des Gebäudes bekannt oder aus einfachen Zusammenhängen abgeleitet werden kann. Die entwickelten Kriterien gelten jeweils für ein oder zwei Geschoße eines Gebäudes, da sich erfahrungsgemäß vertikale Unregelmäßigkeiten durch nachträgliche Nutzungsänderungen ergeben und diese auf bestimmte Gebäudeflächen wie etwa das Erdgeschoß begrenzt sind.

Aus messtechnischen Untersuchungen, siehe Abschnitt 3.6, ist bekannt, dass Zwischenwände einen hohen Einfluss auf die globale Steifigkeit des Gebäudes besitzen. Daraus wird geschlossen, dass das nachträgliche Entfernen von Zwischenwänden einen wesentlichen Einfluss auf die Steifigkeit und damit das Tragverhalten unter Erdbebenbeanspruchung hat. Weiters kann aus Schadensbildern vergangener Erdbeben geschlossen werden, dass das Ersetzen aller schubsteifen Elemente eines Geschosses durch beispielsweise schlanke Stützen, wie dies etwa bei großen Geschäftslokalen im Erdgeschoß der Fall ist, eine

enorme Steigerung der Kollapsgefährdung unter Erdbebenbeanspruchung bedeuten. Der Teilbauwerksparameter G03 ist in Tabelle 2.16 klassifiziert. Die der Klassifizierung zugrunde liegenden Kategorien sind in Tabelle 2.17 dargestellt.

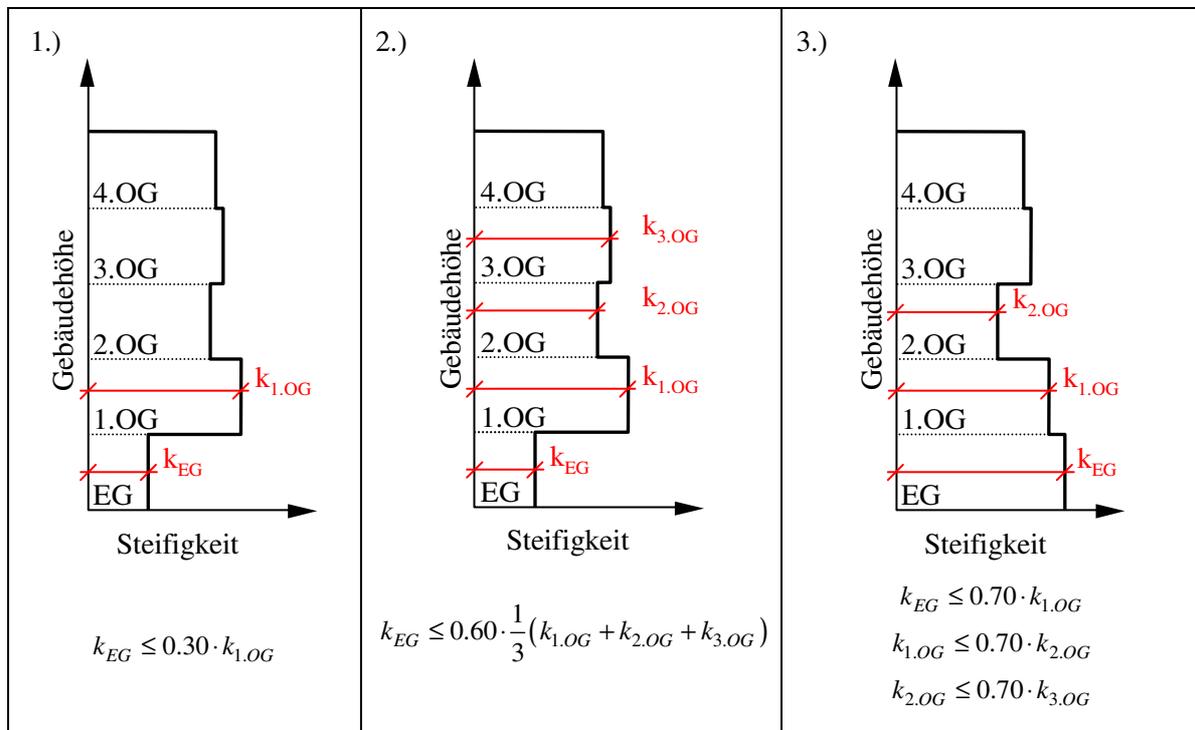


Tabelle 2.15: Vertikale Regelmäßigkeit, abgeleitet aus den Checklisten der *Baudirektion Kanton Zürich* [Baudirektion Kanton Zürich AWEL, 2001].

Die Kriterien zur Bewertung der vertikalen Unregelmäßigkeit sind in Tabelle 2.16 dargestellt.

Kriterien	G03
1.) Sämtliche Zwischenwände und schubsteife Elemente des Bestandes erhalten.	1,0
2.) Mehrere Zwischenwände entfernt / schubsteife Elemente erhalten.	20,0
3.) Sämtliche Zwischenwände entfernt / schubsteife Elemente erhalten.	50,0
4.) Sämtliche Zwischenwände entfernt / schubsteife Elemente durch Stütze und Pfeiler ersetzt.	100,0

Tabelle 2.16: Teilbauwerksparameter G03 zur Bewertung der vertikalen Unregelmäßigkeit der Wiener Gründerzeithäuser.

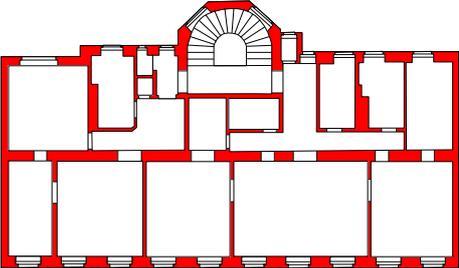
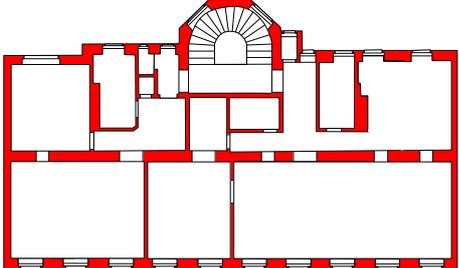
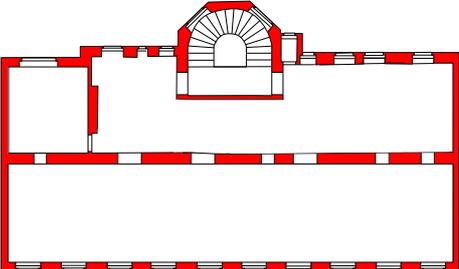
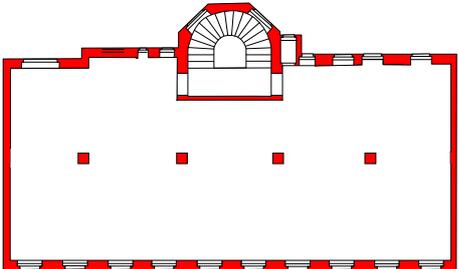
<p>1.) Sämtliche Zwischenwände und schubsteife Elemente des Bestandes erhalten.</p> 	<p>2.) Mehrere Zwischenwände entfernt / schubsteife Elemente erhalten.</p> 
<p>3.) Sämtliche Zwischenwände entfernt / schubsteife Elemente erhalten.</p> 	<p>4.) Sämtliche Zwischenwände entfernt / schubsteife Elemente durch Stütze und Pfeiler ersetzt.</p> 

Tabelle 2.17: Grundrissbeschaffenheit einzelner Geschosse als Einflussparameter auf die vertikale Regelmäßigkeit eines Gebäudes.

2.3.2.4 Aussteifungen

Im Rahmen der Aufnahmen zu den in Abschnitt 3 beschriebenen messtechnischen Untersuchungen wurde festgestellt, dass üblicherweise Verschleißungen zwischen Holzbalkendecken (sowohl Dippelbaum-, als auch Holztramdecken) und den äußeren tragenden Wänden bzw. der tragenden Mittelmauer durchgehend über die gesamte Gebäudehöhe im Rahmen der Gebäudeerrichtung hergestellt wurden, siehe Abbildung 2.4. Diese qualitativ hochwertigen Verschleißungen können während der Erdbebenbelastung maßgebliche Vorteile zur Vermeidung von lokalen und globalen Versagensmechanismen bewirken. Generell wurden in der Gründerzeit überwiegend Holzbalkendecken hergestellt. Typische Deckenkonstruktionen, die auch im Zuge der durchgeführten Untersuchungen angetroffen wurden, sind in Abbildung 2.5 nach *Titscher* [Titscher, 1918] dargestellt.



Abbildung 2.4: Verschleißungen am Objekt Spittelbreitengasse 30, im Bereich der Decke über 1. OG (Bild links), Mittelmauer, und im Bereich der Decke über EG, tragende Außenmauer (Bild rechts).

Ausgenommen der Verschleißungen der letzten Geschoßdecke bei Rohdachböden, die durch Abräumen der Beschüttung in Augenschein genommen werden kann, können im Zuge der Bauwerksbewertung das Vorhandensein und die Ausführung der Verschleißungen mit einfachen Mitteln nicht kontrolliert werden. Eine Erhöhung der globalen Steifigkeit des Gründerzeithauses besteht auch bei Vorhandensein einer Ziegelgewölbedecke über dem Erdgeschoß. Der daraus abgeleitete Teilbauwerksparameter G04 zur Bewertung der Aussteifungen kann Tabelle 2.18 entnommen werden.

Kriterien	Aussteifungen	
	vorhanden bzw. guter Zustand	nicht vorhanden, nicht feststellbar, bzw. schlechter Zustand
Verschleißungen - G04 ₁	1,0	5,0
Gewölbedecke über EG - G04 ₂	1,0	5,0
G04 =	G04 ₁ · G04 ₂	

Tabelle 2.18: Bewertung des Teilbauwerksparameter G04 „Aussteifungen“ der Gründerzeithäuser.

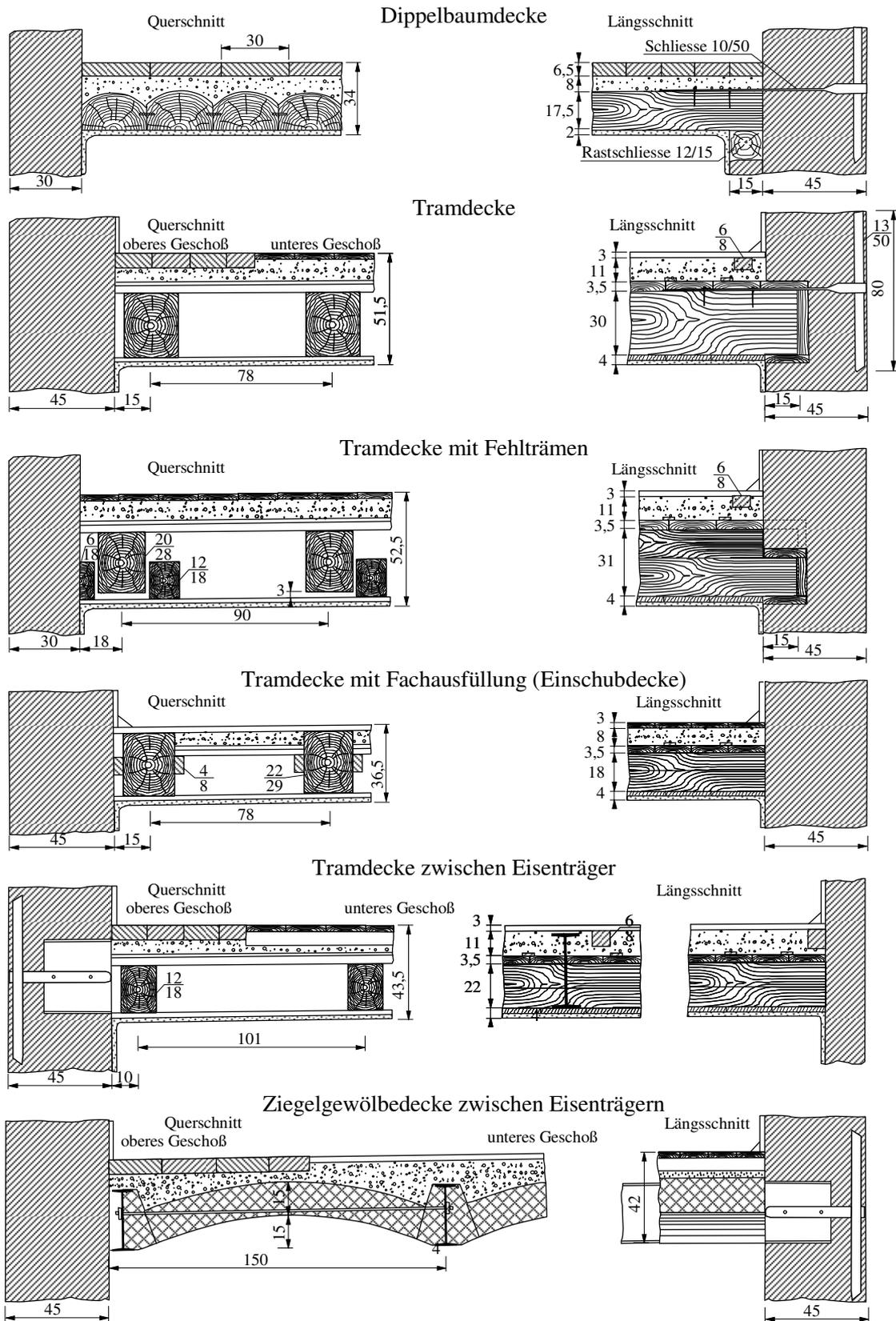


Abbildung 2.5: Typische Deckenkonstruktion Wiener Gründerzeithäuser nach [Titscher, 1918].

2.3.2.5 Lokale Versagensmechanismen

Lokale Versagensmechanismen werden in den derzeitigen Normen und Richtlinien nicht oder nur untergeordnet behandelt. Trotzdem stellen diese Schäden insbesondere bei historischen Gebäuden bzw. nachträglich veränderten Strukturen im Erdbebenfall eine sehr häufige Versagensform dar.

Die Einschätzung der Gefährdung von Wiener Gründerzeithäusern hinsichtlich lokaler Schwachstellen ist äußerst schwierig. Da innere Gebäudeschäden (z.B. abgemorschte Holzträme, mangelhafte Umbaumaßnahmen) im Rahmen einer visuellen Begutachtung zumeist nicht erkennbar sind, beschränkt sich die Gefährdungseinschätzung bezüglich lokaler Versagensmechanismen auf die klar erkennbaren Vorschädigungen bzw. auf Erfahrungswerte aus aufgetretenen lokalen Versagensmechanismen.

Eine Aufstellung von lokalen Versagensmechanismen, die in der Praxis durch Erdbebenbelastung an Mauerwerksbauten vorrangig auftreten, wird in Abbildung 2.6 gegeben [D'Ayala, 2002; D'Ayala, 2003]. Jeder einzelne dieser Versagensmechanismus kann mit Hilfe eines Lastfaktors λ_0 beschrieben werden.

Für die Beurteilung und Bewertung der Gründerzeithäuser werden die Versagensformen 1 bis 6 gemäß Abbildung 2.6 betrachtet.

Die Bestimmung der einzelnen Lastfaktoren wird in Tabelle 2.19 dargestellt. Die dazu erforderlichen geometrischen Parameter des zu beurteilenden Gründerzeithauses werden im Zuge der Gebäudebewertung bestimmt. Einzelne Versagensmechanismen können bestimmten Gebäudetypen und Grundrissanordnungen zugeordnet werden.

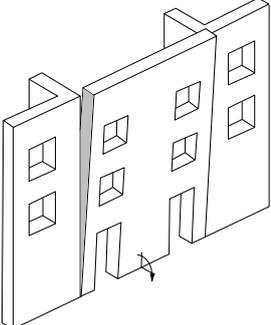
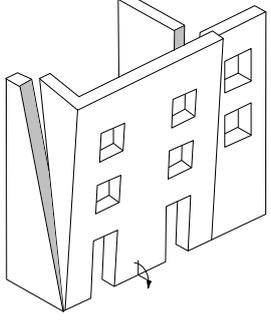
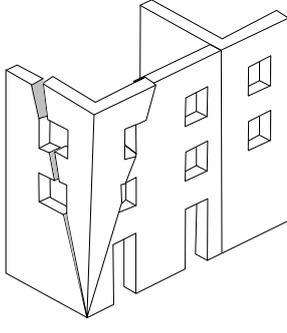
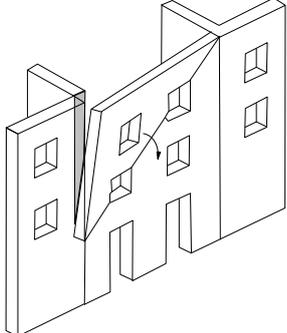
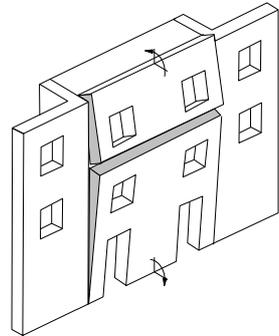
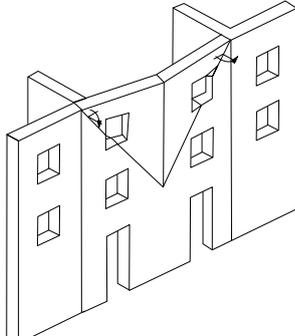
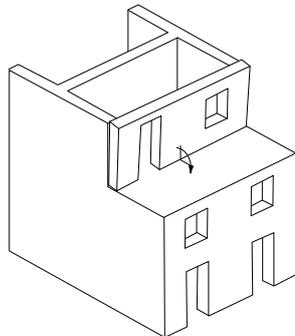
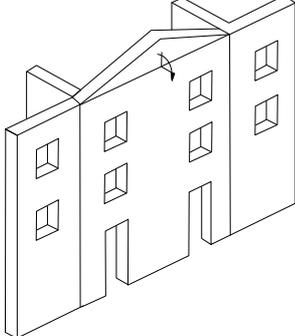
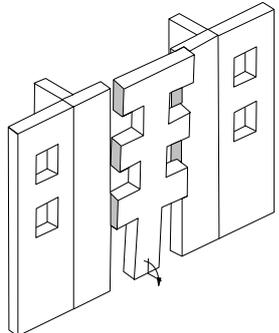
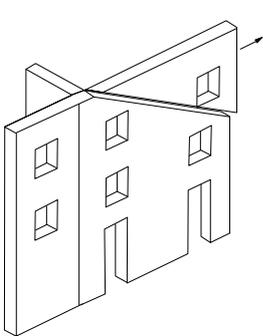
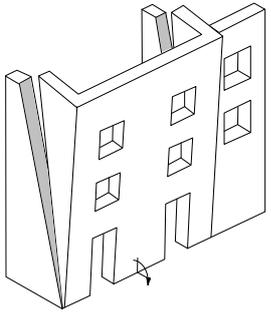
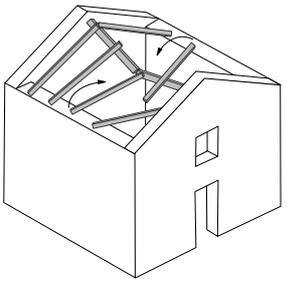
1	Kippversagen Vertikal	2	Kippversagen Vertikal inkl. 1 Gebäudeflügel
			
4	Versagen der Gebäudeecke	5	Teilflächiges Kippversagen
			
7	Gewölbartiges Versagen Vertikal	8	Gewölbartiges Versagen Horizontal
			
10	Vertikales Versagen von Gebäudezusätzen	11	Kippversagen Giebelwand
			
6	Bandförmiges Kippversagen	9	Versagen in der Ebene
			
3	Kippversagen Vertikal inkl. 2 Gebäudeflügel	12	Versagen der Dachkonstruktion
			

Abbildung 2.6: Lokale Versagensmechanismen nach *D'Ayala* [D'Ayala, 2002; D'Ayala, 2003].

1	$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L + \beta \frac{h_s}{3} j^2 \mu s b \sum_{l=1}^r \frac{l}{r} + kL \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j-i)) \right]}{h_s \left[\sum_{i=1}^j L T_i \left(j-i + \frac{1}{2} \right) + kL \left(j + \sum_{i=1}^j (j-i) \right) \right]}$ <p>mit:</p> <p>$\lambda_{(0),j}$... Lastfaktor des Versagensmechanismus „Kippversagen Vertikal“</p> <p>j ... Anzahl der Geschoße (von Gehsteigoberkante bis Beginn Dachfläche)</p> <p>T_i ... Wandstärke der gefährdeten Fassade</p> <p>L ... Breite des versagenden Elements</p> <p>β ... Anzahl der orthogonal zur Außenfassade stehenden Innenwände, die mit der Fassade verbunden sind und dadurch rückstellende Kräfte aufbringen können</p> <p>h_s ... Durchschnittliche Geschoßhöhe</p> <p>μ ... Reibungskoeffizient</p> <p>s ... Überlappung der Ziegel im Verbund (i.d.R. halbe Steinlänge)</p> <p>b ... Ziegelbreite im Verbund</p> <p>l ... Länge der orthogonal zur Fassade stehenden Innenwände</p> <p>r ... Anzahl der Ziegelreihen innerhalb der Höhe $j \cdot h_s$</p> <p>k ... Verhältnis zwischen aufgebrachten Lasten aus Dach- und Deckenkonstruktionen und Eigengewicht des Fassadenelements</p> <p>T_N ... Wandstärke der gefährdeten Fassade am Fußpunkt</p>
2	$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s}{2} j^2 \tan \alpha_j T_s \left(\frac{h_s}{3} \tan \alpha_j + T_i \right) + kL \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j-i)) \right]}{h_s \left[\sum_{i=1}^j L T_i \left(j-i + \frac{1}{2} \right) + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s}{3} j^3 \tan \alpha_j + kL \left(j + \sum_{i=1}^j (j-i) \right) \right]}$ <p>mit:</p> <p>$\lambda_{(0),j}$... Lastfaktor des Versagensmechanismus „Kippversagen Vertikal inkl. 1 Gebäudeflügel“</p> <p>j ... Anzahl der Geschoße (von Gehsteigoberkante bis Beginn Dachfläche)</p> <p>T_i ... Wandstärke der gefährdeten Fassade</p> <p>L ... Breite des versagenden Elements</p> <p>β ... Anzahl der orthogonal zur Außenfassade stehenden Innenwände, die mit der Fassade verbunden sind und dadurch rückstellende Kräfte aufbringen können</p> <p>h_s ... Durchschnittliche Geschoßhöhe</p> <p>μ ... Reibungskoeffizient</p> <p>k ... Verhältnis zwischen aufgebrachten Lasten aus Dach- und Deckenkonstruktionen und Eigengewicht des Fassadenelements</p> <p>T_N ... Wandstärke der gefährdeten Fassade am Fußpunkt</p> <p>T_s ... Wandstärke der inneren tragenden Wände</p> <p>$\tan \alpha_j$... Winkel der Bruchkante der flankierenden Wand</p> <p>ε ... Anzahl der flankierenden Wände</p>

Tabelle 2.19: Ermittlung der Lastfaktoren bestimmter Versagensmechanismen nach *D'Ayala* [D'Ayala, 2002; D'Ayala, 2003].

3	$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s}{2} j^2 \tan \alpha_j T_s \left(\frac{h_s}{3} \tan \alpha_j + T_i \right) + kL \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j-i)) \right]}{h_s \left[\sum_{i=1}^j L T_i \left(j-i + \frac{1}{2} \right) + (\varepsilon + \beta) \frac{h_s}{3} j^3 \tan \alpha_j + kL \left(j + \sum_{i=1}^j (j-i) \right) \right]}$ <p>mit:</p> <p>$\lambda_{(0),j}$... Lastfaktor des Versagensmechanismus „Kippversagen Vertikal inkl. 2 Gebäudeflügel“</p> <p>j ... Anzahl der Geschoße (von Gehsteigoberkante bis Beginn Dachfläche)</p> <p>T_i ... Wandstärke der gefährdeten Fassade</p> <p>L ... Breite des versagenden Elements</p> <p>β ... Anzahl der orthogonal zur Außenfassade stehenden Innenwände, die mit der Fassade verbunden sind und dadurch rückstellende Kräfte aufbringen können</p> <p>h_s ... Durchschnittliche Geschoßhöhe</p> <p>μ ... Reibungskoeffizient</p> <p>k ... Verhältnis zwischen aufgebrachten Lasten aus Dach- und Deckenkonstruktionen und Eigengewicht des Fassadenelements</p> <p>T_N ... Wandstärke der gefährdeten Fassade am Fußpunkt</p> <p>T_s ... Wandstärke der inneren tragenden Wände</p> <p>$\tan \alpha_j$... Winkel der Bruchkante der flankierenden Wand</p> <p>ε ... Anzahl der flankierenden Wände</p>
4	$\lambda_{(0),j} = \frac{\theta_{jf} \left[\frac{T_N + T_j}{2} \frac{j^2}{2} + vk \sum_{i=0}^{j-1} (j-i) \right] \sqrt{\left(\frac{j h_h}{3} \theta_{jf} \right)^2 + \left(\frac{T_j}{2} \right)^2} + \theta_{js} \left[\frac{T_N + T_j}{2} \frac{j^2}{2} + vk \sum_{i=0}^{j-1} (j-i) \right] \sqrt{\left(\frac{j h_h}{3} \theta_{js} \right)^2 + \left(\frac{T_j}{2} \right)^2}}{\frac{2}{3} j \left[j^2 \frac{T_N + T_j}{2} \frac{h_s}{2} (\theta_{jf} + \theta_{js}) + k (v \theta_{jf} + (1-v) \theta_{js}) \sum_{i=0}^{j-1} (j-i) \right]}$ <p>mit:</p> <p>$\lambda_{(0),j}$... Lastfaktor des Versagensmechanismus „Versagen einer Gebäudecke“</p> <p>j ... Anzahl der Geschoße (von Gehsteigoberkante bis Beginn Dachfläche)</p> <p>T_i ... Wandstärke der gefährdeten Fassade</p> <p>h_s ... Durchschnittliche Geschoßhöhe</p> <p>k ... Verhältnis zwischen aufgebrachten Lasten aus Dach- und Deckenkonstruktionen und Eigengewicht des Fassadenelements</p> <p>T_N ... Wandstärke der gefährdeten Fassade am Fußpunkt</p> <p>$\tan \alpha_j$... Winkel der Bruchkante der flankierenden Wand ($\Theta_{jf} \dots \tan \alpha_{jf}; \Theta_{js} \dots \tan \alpha_{js}$)</p> <p>$v$... Variable die definiert, ob es sich um eine tragende Wand handelt $v = (0, 1)$</p>

Fortsetzung Tabelle 2.19: Ermittlung der Lastfaktoren bestimmter Versagensmechanismen nach D’Ayala [D’Ayala, 2002; D’Ayala, 2003].

5	$\lambda_{(0),j} = \frac{\frac{T_{mj}}{2} \left[\frac{T_{mj}}{2} Lj + kL + kh_s \tan \alpha_j \sum_{i=1}^{j-1} (j-i) \right] + \left(1 + \sum_{\beta} \left(\frac{L_{\beta}}{L} \right)^2 \right) \frac{h_s}{3} j^2 \mu s b \sum_{l=1}^r \frac{l}{r} + \mu j k h_s \left[\frac{L}{2} + \frac{2}{3} h_s \tan \alpha_j \sum_{i=1}^{j-1} (j-i) \right]}{j \left[j \frac{L T_{mj}}{3} + kL \frac{h_s}{2} + \frac{2}{3} k h_s^2 \tan \alpha_j \sum_{i=1}^{j-1} (j-i) \right]}$ <p>mit:</p> <p>$\lambda_{(0),j}$... Lastfaktor des Versagensmechanismus „Teilflächiges Kippversagen“</p> <p>T_{mj} ... Durchschnittliche Mauerstärke des kippgefährdeten Fassadenteils</p> <p>j ... Anzahl der Geschoße (von Gehsteigoberkante bis Beginn Dachfläche)</p> <p>T_i ... Wandstärke der gefährdeten Fassade</p> <p>L ... Breite des versagenden Elements</p> <p>h_s ... Durchschnittliche Geschoßhöhe</p> <p>μ ... Reibungskoeffizient</p> <p>s ... Überlappung der Ziegel im Verbund (i.d.R. halbe Steinlänge)</p> <p>b ... Ziegelbreite im Verbund</p> <p>l ... Länge der orthogonal zur Fassade stehenden Innenwände</p> <p>r ... Anzahl der Ziegelreihen innerhalb der Höhe $j \cdot h_s$</p> <p>k ... Verhältnis zwischen aufgebracht Lasten aus Dach- und Deckenkonstruktionen und Eigengewicht des Fassadenelements</p> <p>$\tan \alpha_j$... Winkel der Bruchkante der flankierenden Wand</p> <p>L_{β} ... Abstand zwischen zwei rückhaltenden orthogonalen Wänden</p>
6	$\lambda_{(0),j} = \frac{\sum_{i=1}^j \frac{T_i^2}{2} L_{\text{var}} + \left[(v + \eta)(h_s - h_{op}) + \beta h_s \right] \frac{1}{3} j^2 \mu s b \sum_{l=1}^r \frac{l}{r} + k L_{\text{var}} \left[\frac{T_N}{2} + \mu h_s j + \sum_{i=1}^j (T_i + \Delta T + \mu h_s (j-i)) \right]}{h_s L_{\text{var}} \left[\sum_{i=1}^j T_i \left(j - i + \frac{1}{2} \right) + k \left(j + \sum_{i=1}^j (j-i) \right) \right]}$ <p>mit:</p> <p>$\lambda_{(0),j}$... Lastfaktor des Versagensmechanismus „Bandförmiges Kippversagen“</p> <p>j ... Anzahl der Geschoße (von Gehsteigoberkante bis Beginn Dachfläche)</p> <p>T_i ... Wandstärke der gefährdeten Fassade</p> <p>L ... Breite des versagenden Elements</p> <p>β ... Anzahl der orthogonal zur Außenfassade stehenden Innenwände, die mit der Fassade verbunden sind und dadurch rückstellende Kräfte aufbringen können</p> <p>h_s ... Durchschnittliche Geschoßhöhe</p> <p>μ ... Reibungskoeffizient</p> <p>s ... Überlappung der Ziegel im Verbund (i.d.R. halbe Steinlänge)</p> <p>b ... Ziegelbreite im Verbund</p> <p>l ... Länge der orthogonal zur Fassade stehenden Innenwände</p> <p>r ... Anzahl der Ziegelreihen innerhalb der Höhe $j \cdot h_s$</p> <p>k ... Verhältnis zwischen aufgebracht Lasten aus Dach- und Deckenkonstruktionen und Eigengewicht des Fassadenelements</p> <p>T_N ... Wandstärke der gefährdeten Fassade am Fußpunkt</p> <p>ε ... Anzahl der seitlichen Eckwände die beitragen</p> <p>η ... Anzahl der vert. Öffnungen in der Fassade $h = (1,2)$</p>

Fortsetzung Tabelle 2.19: Ermittlung der Lastfaktoren bestimmter Versagensmechanismen nach D'Ayala [D'Ayala, 2002; D'Ayala, 2003].

Bei mehreren möglichen Versagensmechanismen wird der höchste Lastfaktor zur Beurteilung herangezogen. Die Beurteilung der zu untersuchenden Gründerzeithäuser erfolgt anschließend anhand von Tabelle 2.20.

Lastfaktor λ_0	G05
$\lambda_0 \geq 0,70$	20,0
$0,50 \leq \lambda_0 < 0,70$	10,0
$0,25 \leq \lambda_0 < 0,50$	5,0
$\lambda_0 < 0,25$	1,0

Tabelle 2.20: Bewertung des Teilbauwerksparameters G05 bei Wiener Gründerzeithäusern.

2.3.2.6 Sekundärstrukturen

Als Sekundärstrukturen in Bezug auf die in dieser Arbeit untersuchten Wiener Gründerzeithäuser gelten jene Bauteile, die keine über ihr Eigengewicht hinaus gehenden Lasten abtragen. Dazu zählen beispielsweise Gesimse, Kamine, Brüstungen, einzelne Fassadenelemente oder Skulpturen, die aufgrund von Erdbebenlasten eine maßgebliche Gefährdung durch Herabfallen darstellen.

An den Fassaden selbst stellen vor allem die Gesimse eine weit verbreitete Form der Verzierung dar. Eine umfangreiche Auflistung der Konstruktionsformen wird von *Lath* [Lath, 1999] gegeben. Wie in Abbildung 2.7 gezeigt, können Gesimse mitunter bis zu $\frac{1}{15}$ der Gebäudehöhe erreichen, wobei dies nur durch besondere Hilfsmittel erreicht werden konnte, wie etwa durch Verwendung von Natursteinen, Eisen oder besonders großer Terrakottaformen [Lath, 1999].

Wie auch im Fall von lokalen Versagensmechanismen (Abschnitt 2.3.2.5), kann es bei Sekundärstrukturen auch bereits weit unter der globalen Kapazitätsgrenze des gesamten Gebäudes zum Versagen kommen. Dies liegt an der meist nur unzureichend ausgebildeten Sicherung gegen Horizontalkräfte bzw. an der im Laufe der Zeit entstandenen Vorschädigung der Sekundärstrukturen.

In ÖN EN 1998-1 [ÖNORM EN 1998-1, 2005] werden vor allem Anforderungen an die Ausfachungen aus Mauerwerk bei Skelettbauten angegeben.

In Abbildung 2.8 sind unterschiedliche Formen der Gesimsausbildung bei Wiener Gründerzeithäusern dargestellt. Die möglichen Arten von Fassadenelementen werden exemplarisch in Abbildung 2.9 gezeigt.

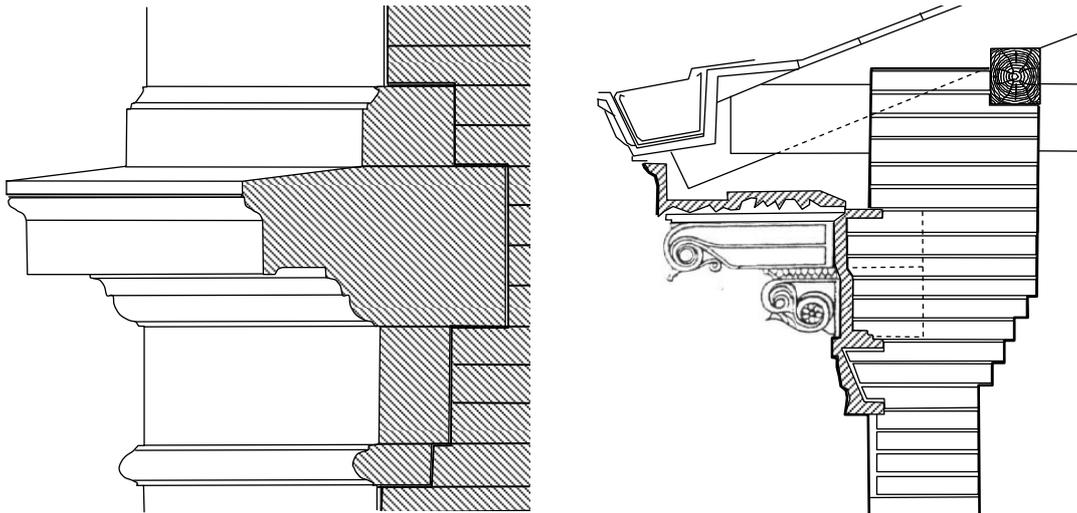


Abbildung 2.7: Gesimseformen in der Gründerzeit nach [Lath, 1999].



Abbildung 2.8: Unterschiedliche Formen der Gesimsausbildung bei Wiener Gründerzeithäusern.



Abbildung 2.9: Verschiedene Arten von Fassadenelementen bei Wiener Gründerzeithäusern.

Um eine möglichst rasche Bewertung der Sekundärstrukturen durchführen zu können und daraus auch eine potentielle Gefährdung im Erdbebenfall abzuleiten, wurde eine tabellarische Übersicht erstellt. Aus

den drei Kategorien Kamine, Fassadenelemente und Skulpturen bzw. Statuen wird der jeweils größte Wert des Teilbauwerksparameters G06 gewählt. Das zugehörige Bewertungsschema wird in Tabelle 2.21 angegeben.

Sekundärstruktur	Anzahl	Gefährdung Öffentlichkeit*	G06
Kamine (über Dach)	0	-	0,0
	< 3	gering / hoch	1,0 / 5,0
	3 - 6	gering / hoch	5,0 / 10,0
	> 6	gering / hoch	10,0 / 20,0
Ausgeprägte Fassadenelemente	0	-	0,0
	< 3	gering / hoch	1,0 / 5,0
	3 - 6	gering / hoch	5,0 / 10,0
	> 6	gering / hoch	10,0 / 20,0
Skulpturen / Statuen	0	-	0,0
	< 3	gering / hoch	1,0 / 5,0
	3 - 6	gering / hoch	5,0 / 10,0
	> 6	gering / hoch	10,0 / 20,0
* Gefährdung der Öffentlichkeit: Grundsätzlich wird davon ausgegangen, dass das Gefahrenpotential von z.B. Sekundärstrukturen an Fassaden direkt hinter öffentlichen Flächen (Gehsteige, Straßen, usw.) höher ist, als jenes von Sekundärstrukturen die im Versagensfall mit hoher Wahrscheinlichkeit in z.B. Lichtschächte oder unbenutzte Innenhöfe stürzen könnten.			

Tabelle 2.21: Bewertung von Sekundärstrukturen bei Wiener Gründerzeithäusern in Abhängigkeit deren Häufigkeit und Gefährdung der Öffentlichkeit.

2.3.2.7 Baugrund

In den derzeit gültigen nationalen Normen [ÖNORM EN 1998-1, 2005] waren in den allgemeinen Grundregeln erdbebengerechter Planung auch Hinweise hinsichtlich der Fundamentierung von Gebäuden gegeben. Als ungünstig wird dabei beispielsweise die Fundierung in stärker geneigten, rutschgefährdeten Hängen oder die Fundierung mit unterschiedlichen Gründungselementen angegeben. Diese Kriterien sind bei den meisten Wiener Gründerzeithäusern erfahrungsgemäß vernachlässigbar. Bei verschiedenen Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprojekts SEISMID [SEISMID, 2011] wurde jedoch festgestellt, dass es teilweise erhebliche Unterschiede in den Fundierungstiefen und Fundierungselementen verschiedener Wiener Gründerzeithäuser und sogar innerhalb einzelner Gründerzeithäuser selbst gibt. Diese Inhomogenitäten sind jedoch in den meisten Fällen durch ausschließlich visuelle Begutachtung nicht zu identifizieren.

Hinsichtlich des Baugrunds wird in den derzeit gültigen Normen eine Kategorisierung zufolge der Untergrundeigenschaften durchgeführt [ÖN EN 1998-1, 2005]. Diese orientiert sich an der durchschnittlichen Scherwellengeschwindigkeit $v_{s,30}$ in den obersten 30 m des Untergrunds, siehe Tabelle 2.22. Für untersuchte Standorte mit einer maximal zu erwartenden Oberflächenmagnitude $M_S > 5,5$ (Spektrum Typ 1 gemäß [ÖN EN 1998-1, 2005]) unterscheidet sich der Parameter G07 zwischen den Bodenklassen A und E um den Faktor 1,4. Unter der Voraussetzung der Bestimmbarkeit der durchschnittlichen Scherwellengeschwindigkeit $v_{s,30}$ werden für die Ermittlung des Teilbauwerksparameters G07 die Kategorien gemäß Tabelle 2.22 angenommen. Die daraus abgeleitete Bewertung ist in Tabelle 2.23 angegeben.

Baugrundkl.	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit $v_{s,30}$
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formationen, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	> 800 m/s
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360 - 800 m/s
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern.	180 - 360 m/s
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosen Boden (mit/ohne einigen weichen kohäsiven Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem Boden	< 180 m/s
E	Ein Bodenprofil bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit v_s - Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steifem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s	-

Tabelle 2.22: Untergrundeigenschaften gemäß ÖN EN 1998-1 [ÖNORM EN 1998-1, 2005].

Baugrundklasse	Durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit $v_{s,30}$	Bodenparameter S gemäß ÖNORM EN 1998-1	G07
A	> 800 m/s	1,00	1,0
B	360 - 800 m/s	1,20	2,5
C	180 - 360 m/s	1,25	5,0
D	< 180 m/s	1,35	7,5
E	-	1,40	10,0

Tabelle 2.23: Bewertung der Untergrundeigenschaften bei Wiener Gründerzeithäusern in Anlehnung an die Baugrundklassen gemäß ÖN EN 1998-1 [ÖNORM EN 1998-1, 2005].

2.3.2.8 Fundierung

Im Allgemeinen wurden in der Gründerzeit sowohl Flach- als auch Tieffundierungen eingesetzt. Bei Gebäudegründungen auf tragfähigem Untergrund wurden meist Streifenfundamente errichtet. Beispiele der Streifenfundamente, die bei Wiener Gründerzeithäusern zur Anwendung kamen, sind in Abbildung 2.10 dargestellt [Titscher, 1918].

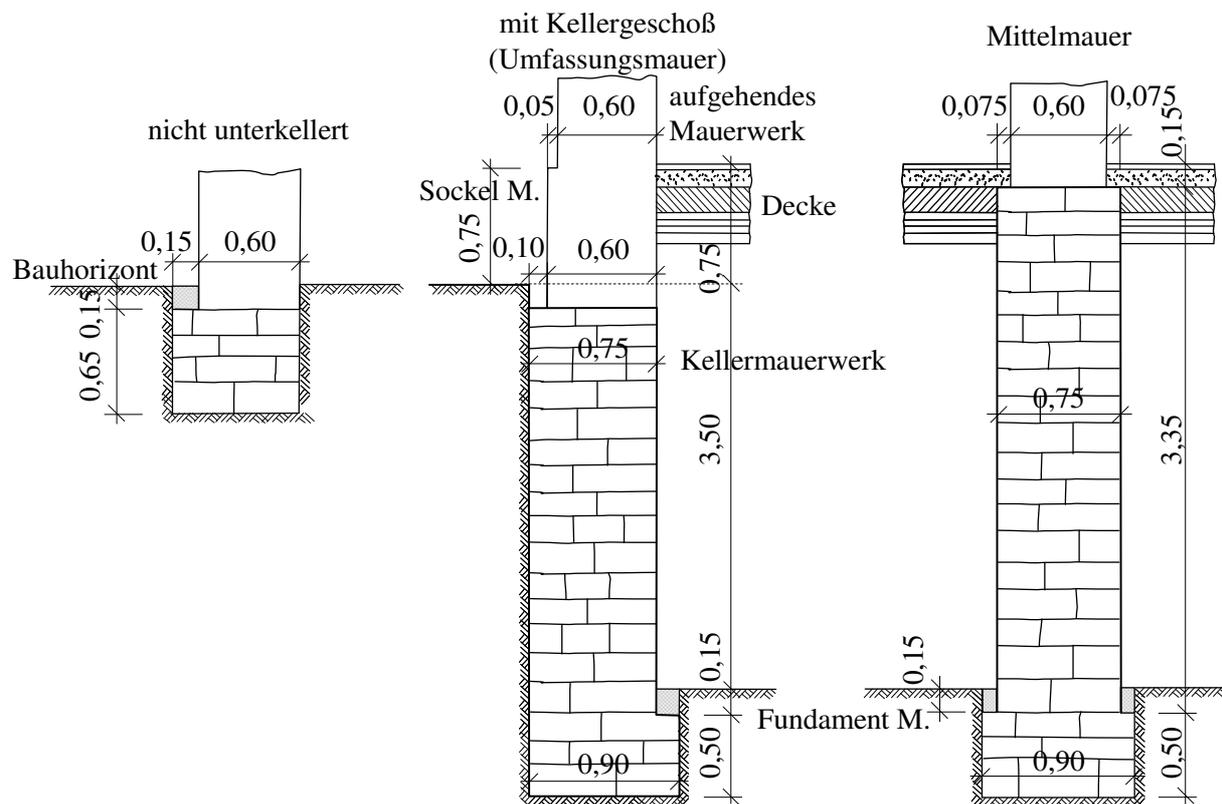


Abbildung 2.10: Flachfundierungen bei tragfähigem Baugrund [Titscher, 1918].

In Übereinstimmung mit Abbildung 2.10 wurde bei Untersuchungen häufig eine nur sehr geringe Einbindetiefe festgestellt. Zudem konnte nachgewiesen werden, dass sich die Einbindetiefe des Kellermauerwerks selbst innerhalb eines Gebäudes erheblich unterscheiden kann.

In vorhandenen Gebäudebewertungen wurde als generelle Grenzeinbindetiefe der Fundierung 0,60 m angenommen [Rusnov, 2006]. Dies entspricht annähernd der in Abbildung 2.10 dargestellten Einbindetiefe bei Gründungen auf tragfähigem Boden. Auf Basis der im Rahmen des Forschungsprojekts SEISMID [SEISMID, 2011] durchgeführten Untersuchungen wurde festgestellt, dass die vorhandene Einbindetiefe von der Anzahl der Geschoße (bzw. der darüber liegenden Gebäudemasse) und der Fundament- bzw. Mauerwerksstärke abhängig ist. Eine generelle Aussage über den Einfluss der Einbindetiefe auf den Widerstand des Gebäudes unter Erdbebenbelastung konnte nicht gefunden werden.

Bei Fundierungen auf Untergrund mit geringer Tragfähigkeit wurden im 19. Jahrhundert häufig Roste und Pfähle aus Holz verwendet [Ahnert, 1994]. Diese Bauweise wurde gemäß [Magistrat Wien, 1892]

aufgrund der zulässigen Belastungsangaben bei Fundierung mit Pilotage auch für Böden in Wien angewendet. Der betroffene Abschnitt lautet sinngemäß [Magistrat Wien, 1892]:

Die zulässige Belastung von lockeren oder wassergesättigten Böden bei Fundierung mit Pilotage (bei einer mittleren Pilotenentfernung von 1 m im Maximum und unter Grundwasserstand) beträgt per Quadratmeter Pilotenquerschnitt 25 kg/cm².

In Kolbitsch [Kolbitsch, 1989] wird die Konstruktion einer Tieffundierung mit Hilfe von Pfählen dargestellt, siehe Abbildung 2.11.

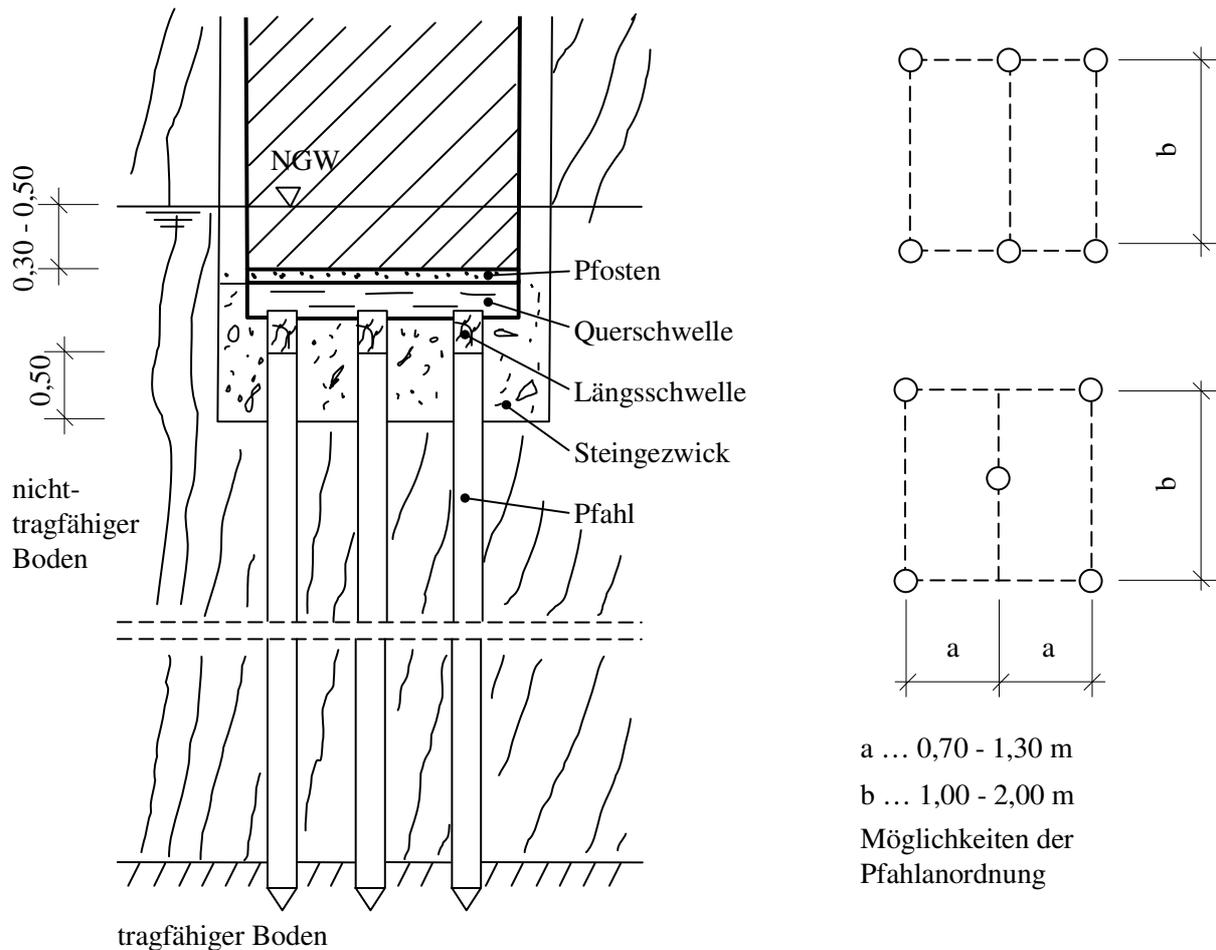


Abbildung 2.11: Pfahlfundierung / Fundamentkonstruktionen um 1900 [Kolbitsch, 1989].

Die Problematik dieser Fundierungsart liegt darin, dass die Holzpfähle nur beständige Tragfunktion übernehmen können, wenn sie sich ständig im Wasser befinden. Bei wechselnden Grundwasserverhältnissen oder einem ständigen Absinken des Grundwasserniveaus kann es durch Luftzutritt zu einem Faulen des Holzpfahls kommen. Durch diesen Prozess verliert die Pfahlgründung seine Festigkeit und Tragfähigkeit [Ahnert, 1994].

Vor allem in jenen Bezirken, die durch die Donauregulierungen 1870 bis 1874 bzw. 1972 bis 1987 geschützt wurden, ist mit einer Veränderung des Grundwasserspiegels seit Errichtung der Gründerzeithäu-

ser zu rechnen. In Abbildung 2.12 ist der Stadtplan Wiens vor und nach der Donauregulierung dargestellt [Wiener Linien GmbH & Co KG, 2008].

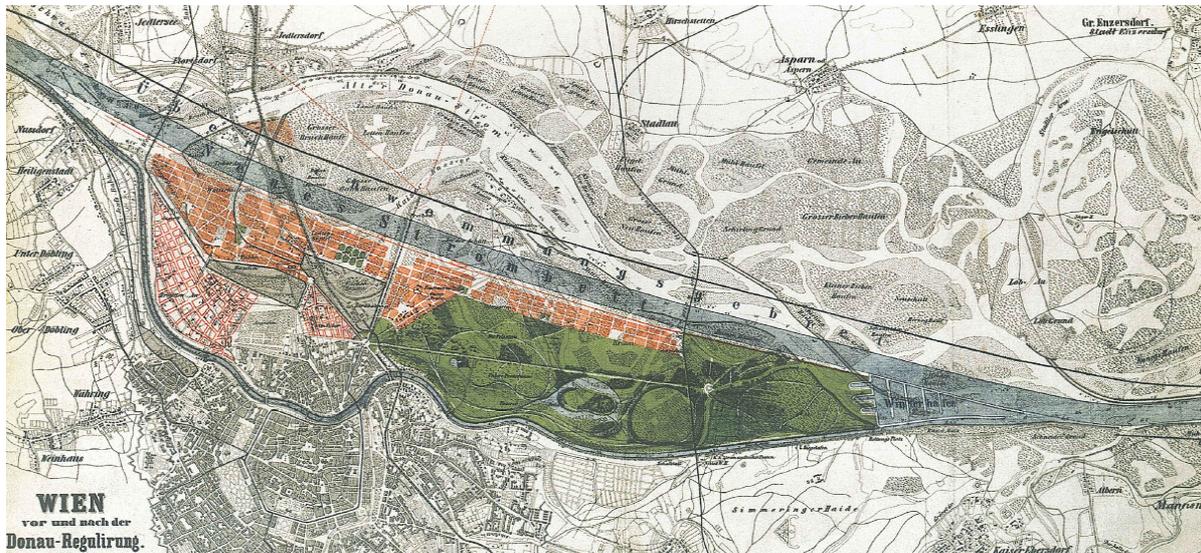


Abbildung 2.12: Stadtplan Wiens vor und nach Donauregulierung von 1870 bis 1874 [Wiener Linien GmbH & Co K, 2008].

Einen Hinweis über den tatsächlichen Zustand der Pfahlfundierungen geben die geotechnischen Untersuchungen im Zuge des Baus der Verlängerung der U-Bahnlinie U2 im 2. Wiener Gemeindebezirk [Wiener Linien GmbH & Co KG, 2008]. Demzufolge wurden beim Bau des U-Bahn-Abschnitts zwischen der Station *Schottenring* und der Station *Stadion* bei manchen Gründerzeithäusern Holzpfähle vorgefunden, die durch den schwankenden Grundwasserspiegel morsch und brüchig wurden bzw. vollständig verrottet waren [Wiener Linien GmbH & Co KG, 2008]. Da ohne das Ausheben von Schürfen nicht eindeutig erkennbar ist, welche Gebäude auf diesen Pfahlfundierungen gegründet sind, werden auf der sicheren Seite alle Gründerzeithäuser in den Bezirken 2, 20, 21 und 22 entsprechend bewertet. Allerdings sollte jedenfalls auch für den jeweiligen Standort in historischen Karten nach ursprünglich verlaufenden Flüssen und Bächen nachgeschlagen werden. Ein Beispiel für eine umfangreiche Karte stellt der französische Kataster dar, der im Rahmen des Forschungsprojekts SEISMID [SEISMID, 2011] digital verarbeitet wurde. Durch die aus den vormals verlaufenden Gewässern angeschwemmten Sedimente muss damit gerechnet werden, dass in diesen Bereichen bei der Errichtung der Gründerzeithäuser auf Pfahlfundierungen zurückgegriffen wurde.

Häufig wurden die Neubauten der Gründerzeit auch auf bereits bestehende Keller abgebrochener Gebäude fundiert [Balak, 1990].

Bei Erweiterungen oder Sanierungen von Wiener Gründerzeithäusern wird oft als Verbesserungsmaßnahme eine nachträglich hergestellte bewehrte Fundamentplatte eingebaut. Sofern diese mit den tragenden Wänden kraftschlüssig verbunden ist, kann eine Verbesserung des Gebäudeverhaltens unter Erdbebenbelastung erwartet werden.

Aus den vorangegangenen Überlegungen ergeben sich die Kriterien zur Bewertung des Teilbauwerkparameters G08, der in Tabelle 2.24 dargestellt ist.

Fundamentierung	G08	
	Bezirke 1, 3-19, 23	Bezirke 2, 20-22 bzw. Fundierung im Bereich histor. Gewässer
Nicht Feststellbar	2,5	10,0
Pfahlfundierung	5,0	10,0
Flachfundierung Einbindetiefe $t \geq 0,65$ m	1,0	2,5
Flachfundierung Einbindetiefe $t < 0,65$ m	2,5	5,0

Tabelle 2.24: Bewertung der Fundamentausbildung bei Wiener Gründerzeithäusern in Abhängigkeit des Standorts.

2.3.2.9 Erhaltungszustand und Gebäudeschäden

Der Erhaltungszustand und mögliche Gebäudeschäden sind bei Bestandsgebäuden wie den Wiener Gründerzeithäusern ein zentrales Thema zur Einschätzung deren Widerstandes gegenüber Erdbebenlasten. Die Untersuchung von Gebäudeschäden bei Wiener Gründerzeithäusern ist vor allem in den Seminarunterlagen zum Ingenieurbefund [ÖIBI, 2009] umfassend beschrieben. Demzufolge lassen sich folgende Unterscheidungen treffen:

- Schäden im Dachbereich
- Schäden in den Regelgeschossen
- Schäden im Erdgeschoß und im Kellerbereich

Im Dachbereich ist vor allem die Schädigung der letzten Geschoßdecke für die Beurteilung wesentlich. Durch den Eintritt von Feuchtigkeit werden die fast ausschließlich zur Anwendung gelangten Dippelbäume kontinuierlich zerstört, wodurch die Decke einerseits ihre verschließende Wirkung zwischen Außen- und Mittelmauer verlieren kann und sich dadurch die globalen dynamischen Eigenschaften des Gebäudes selbst verschlechtert. Andererseits kann die geschädigte oberste Geschoßdecke durch Versagen für die darunter befindlichen Wohnungen direkt zur Gefahr werden. Anzeichen für den Eintritt von Feuchtigkeit sind häufig am gesamten Dachstuhl oder am Mittelmauerwerk zu erkennen. Neben dem Eintritt von Feuchtigkeit können im Bereich der Dachkonstruktion und an den tragenden Deckenelementen auch Schäden durch Schimmel-, Pilz- oder Tierbefall auftreten [ÖIBI, 2009].

Weiters ist vor allem auch auf den Erhaltungszustand des Gesimses zu achten. Risse im Gesimse, Schäden an der Fußpfette und Ablagerungen direkt im vordersten Bereich des Gesimses erhöhen die Gefahr des Versagens der Gesimse im Erdbebenfall [ÖIBI, 2009].

Zu den häufigsten Schäden im Bereich der Regelgeschoße zählt vor allem der Wassereintritt in Decken und Mauerwerk. Insbesondere der nachträgliche Einbau von Nassräumen [ÖIBI, 2009] führt zu häufigen Schadensfällen, die eine wesentliche Beeinträchtigung der tragenden Gebäudeelemente zur Folge haben können.

Das Vorhandensein von Rissen deutet auf eine Veränderung der Lagerungsbedingungen, z.B. durch Hebungen oder Senkungen des Untergrunds, oder eine Änderung der Kraftableitung hin. Sind Risse im Bereich der Hohlkehle bei Innenräumen vorhanden, kann dies in vielen Fällen auf eine Schädigung der Deckenstruktur zurückzuführen sein [ÖIBI, 2009].

Im Bereich des Stiegenhauses ist vor allem der Erhaltungszustand der Stufen zu beachten. Risse im Bereich der Einspannung der Stufenkeile bzw. aufgehende Fugen zwischen den einzelnen Stufen weisen auf Schäden der Stiegenkonstruktion hin. Der Zustand der Podeste sollte insbesondere im Hinblick auf allenfalls vorhandene Stahlträger untersucht werden (Auflagerbereich).

Das Erdgeschoß ist vor allem aufgrund der häufig nachträglich geänderten Nutzungssituation, wie etwa durch den Einbau von Geschäftslokalen, besonders anfällig für Erhaltungsschäden. Risse im Bereich von nachträglich veränderten tragenden Elementen weisen auf eine besonders hohe Gefährdung des gesamten Gebäudes hin und müssen deshalb sorgfältig bewertet werden.

Im Bereich des Kellergeschoßes sollte vor allem auf die Qualität des Mauerwerks geachtet werden. Durch das Auswaschen einzelner Bestandteile kann der Mauerwerksmörtel in seiner Tragfähigkeit teilweise bereits stark vermindert worden sein. Neben den tragenden Strukturen ist vor allem auch auf die Ausbildung der nachträglich eingebauten Haustechnikanschlüsse zu achten [ÖIBI, 2009].

In Tabelle 2.25 werden die einzelnen Faktoren hinsichtlich Beurteilung und Bewertung des Erhaltungszustands von Wiener Gründerzeithäusern dargestellt. Zusätzlich zum Schadensgrad werden die einzelnen Schäden auch zueinander gewichtet.

Der Teilbauwerksparameter G09 zur Beurteilung und Bewertung des Erhaltungszustands von Wiener Gründerzeithäusern wird anschließend aus dem Schädigungsgrad und der zugehörigen Gewichtung berechnet, indem aus den in Tabelle 2.25 dargestellten Kategorien der Maximalwert ermittelt wird.

Bauteil	Schädigungsgrad						Gewichtung
	sehr hoch	hoch	mäßig	gering	sehr gering	keine Schädigung	
Dachstuhl (Wassereintritt, Schäden an Verbindungen)	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	1,00
Gesimse (Rissbildung, Ablagerungen am Gesimse, Zustand der Fußpfette)	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	1,25
Oberste Geschoßdecke (Feuchtigkeit, sonstige Schäden)	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	1,75
Wassereintritt Regelgeschoß	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	1,75
Rissbildung Regelgeschoß	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	1,25
Stiegenhaus (Schäden im Auflagerbereich der Stufen, Fugen zwischen einzelnen Stufen, Auflagerbereich der Podeste)	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	1,25
Erdgeschoß (Schäden an tragenden Elementen)	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	2,00
Kellergeschoß	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	1,75
Haustechnik (Anschlüsse, Durchführungen)	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	0,00	1,50
$G_{09} = \text{MAX} \text{Schädigungsgrad} \cdot \text{Gewichtung} $							

Tabelle 2.25: Beurteilung und Bewertung des Erhaltungszustands von Wiener Gründerzeithäuser.

2.4 Beurteilungsmethodik

Die Beurteilung und Klassifizierung der Wiener Gründerzeithäuser im Rahmen der vorliegenden Arbeit erfolgt anhand ausgewählter Teilschadens- und Teilbauwerksparameter. In einem ersten Schritt werden dazu Gefährdungsklassen definiert, die unmittelbar mit einem möglichen Versagen bei einem bestimmten Erdbebenlastfall in Zusammenhang gebracht werden. Anschließend werden Grenzbedingungen eingeführt, die eine Einteilung in Gefährdungsklassen ermöglichen.

Die Schadensrelevanz SR und der Bauwerksparameter BP werden durch Zusammenfassung der Teilschadens- und Teilbauwerksparameter wie in Abschnitt 2.3 beschrieben. Die Schadensrelevanz SR dient zur Einschätzung der Auswirkung auf Personen und Umwelt durch einen möglichen Schaden. Der Bauwerksparameter BP umfasst die maßgeblichen Kenngrößen des Bauwerks, die den Widerstand gegenüber Erdbeben beeinflussen.

Eine Übersicht über die in Abschnitt 2.3 beschriebenen Teilschadens- und Teilbauwerksparameter ist in Tabelle 2.26 angeführt.

	Teilschadensparameter		
Schadensrelevanz	Personengefährdung	S01	SR
	Bedeutungskategorie	S02	
	Gebäudewert	S03	
	Gefährdete Sachgüter	S04	
	Umgebungswirkung	S05	
	Teilbauwerksparameter		
Bauwerksparameter	Erdbebenzone	G01	BP
	Grundriss	G02	
	Vertikale Unregelmäßigkeiten	G03	
	Aussteifungsart	G04	
	Lokale Versagensmechanismen	G05	
	Sekundärstrukturen	G06	
	Baugrund	G07	
	Fundierung	G08	
	Erhaltungszustand	G09	

Tabelle 2.26: Übersicht der für die Gebäudebewertung maßgeblichen Teilschadens- und Teilbauwerksparameter.

2.4.1 Gefährdungsklassen

Die Einteilung der Gefährdungsklassen der beurteilten Gründerzeithäuser erfolgt anhand definierter Grenzkriterien für Schadensrelevanz und Bauwerksparameter. Die Schadensrelevanz wird dabei in erster Linie nach der Anzahl der gefährdeten Personen eines Gebäudes klassifiziert.

Der ermittelte Bauwerksparameter ist zu einem erheblichen Teil von der in Abschnitt 2.3.2.3 dargestellten vertikalen Unregelmäßigkeit abhängig, da diese aufgrund dokumentierter Versagensfälle [Celik, 2010] den Bauwerkswiderstand gegenüber Erdbeben maßgeblich beeinflusst.

Eine Übersicht über die Einteilung der einzelnen Gefährdungsklassen und die zugehörigen Bedingungen ist in Tabelle 2.27 dargestellt.

Beschreibung	Gefährdungsklasse			
	I	II	III	IV
	Geringe Gefährdung	Geringe bis mittlere Gefährdung	Mittlere bis hohe Gefährdung	Sehr hohe Gefährdung
Parameter G03 (vertikale Regelmäßigkeit)	< 20,0	20,0	50,0	100,0
Σ (G01, G02, G04 bis G09) (Sonstiger Gebäudezustand)	< 30,0	> 30,0	> 30,0	> 40,0
Parameter S03 (Gefährdete Personen)	< 45,0	> 45,0	> 90,0	> 140,0
Σ (S02 bis S05) (Sonstige Schadensrelevanz)	$\leq 5,0$	> 5,0	> 5,0	> 5,0
Klassifizierungsbedingung	BP < 50 und SR < 50	80 > BP \geq 50 und SR < 100 oder 100 > SR \geq 50 und BP < 80	140 > BP \geq 80 und SR < 150 oder 150 > SR \geq 100 und BP < 140	BP \geq 140 oder SR \geq 150

Tabelle 2.27: Übersicht der für die Gebäudebewertung maßgeblichen Teilschadens- und Teilbauwerksparameter.

In Abbildung 2.13 sind die verschiedenen Kategorien der Gebäudebeurteilung in das Bewertungsdiagramm eingetragen.

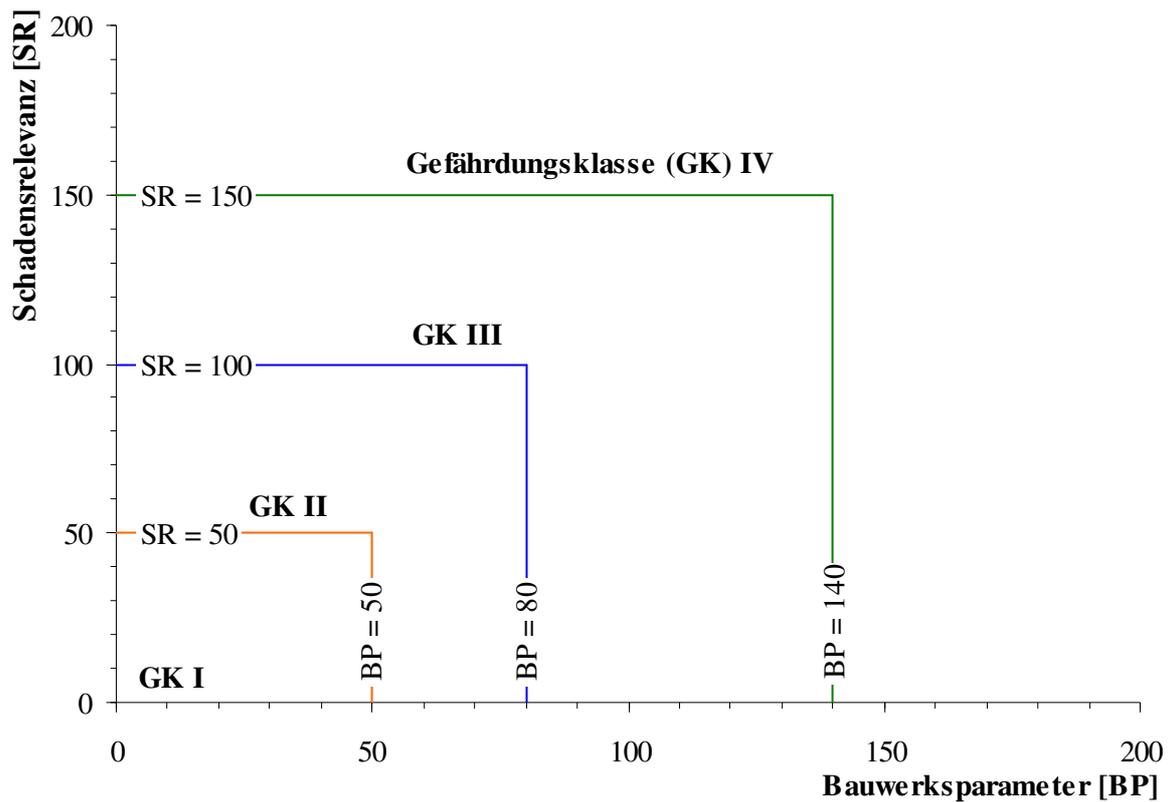


Abbildung 2.13: Einteilung der Kategorien der Gebäudebeurteilung in das Beurteilungsdiagramm.

Die Kategorien von Gefährdungsklassen wurden an die Ergebnisse der Anwendung der Gebäudebeurteilung in Abschnitt 2.5 angepasst.

Für eine Anwendung der Gebäudebeurteilung in anderen Gebieten bzw. Regionen mit unterschiedlicher vorherrschender Bebauung wären die Kriterien zur Festlegung der Gefährdungsklassen anzupassen.

2.4.2 Zusammenhang Erdbebenbelastung und Gebäudeschäden

Um aus der Gebäudeklassifizierung auf im Fall von auftretenden Erdbeben verursachten Gebäudeschäden schließen zu können, ist es erforderlich eine Korrelation zwischen Gebäudezustand und resultierenden Schäden zu ermitteln. Im Allgemeinen ist dieser Zusammenhang von unzähligen Parametern abhängig und für einzelne Gebäude nur unter großem Aufwand abzuschätzen. Insbesondere bei Bestandsgebäuden können, selbst unter Zuhilfenahme aufwändiger Berechnungsverfahren, mögliche Gebäudeschäden nur schwer prognostiziert werden. Um trotzdem aus den im Zuge der Gebäudebeurteilung ermittelten Daten Schadensszenarien zu erstellen, wird auf Zusammenhänge aus vergangenen Erdbebenereignissen zurückgegriffen. Diese Methode basiert auf internationalen Beurteilungsmethoden, die erfolgreich an bestehenden Gebäuden angewendet wurden [Ferreira, 2010]. Aus den in jüngster Vergangenheit aufgetretenen Erdbebenkatastrophen wurde dazu das Erdbeben von *L'Aquila - Italien*, vom 6. April 2009 und die daraus resultierenden Schäden an Bestandsgebäuden herangezogen. Das in *L'Aquila* stattgefundenene Erdbeben wies eine Stärke nach Richter von $M_w = 6.3$ auf [Celik, 2010]. Mit einer Herdtiefe von 10 km kann dieses Beben durchaus mit möglichen Erdbeben in Österreich, insbesondere in der Nähe der Stadt Wien, verglichen werden [Hinsch, 2003]. Die in der betroffenen Region vorherrschende Bebauung kann teilweise mit der Bauweise der Wiener Gründerzeithäuser verglichen werden. Aus diesen Gründen wurden die nach dem Beben durchgeführten Schadensaufnahmen [Celik, 2010; Alarcon, 2010] als Grundlage für die Korrelation zwischen Erdbebenbelastung und resultierenden Schäden der Wiener Gründerzeithäuser herangezogen. Die Schadensklassifikation wird in Anlehnung an die Europäische Makroseismische Skala EMS-98 durchgeführt [Grünthal, 1998], siehe Tabelle 2.29. In einem ersten Schritt werden typische Konstruktionsweisen und Bauwerksparameter der in *L'Aquila* aufgenommenen Gebäude und die festgestellten Schäden in Tabelle 2.28 zusammengefasst [Celik, 2010; Alarcon, 2010].

Parameter	Schadensbeschreibung Erdbeben von <i>L'Aquila</i> [Celik, 2010; Alarcon, 2010]
Regelmäßigkeit in Grund- und Aufriss	Mauerwerksgebäude mit unregelmäßigem Grund- und Aufriss wurden vergleichsweise wesentlich schwerer beschädigt.
Weiches Geschoß	Große Steifigkeitssprünge im Aufriss führten zu Versagen der weichen Geschoße und zum Kollaps oder Teilkollaps der Gebäude.
Holztramdecken	Gebäude mit Holztramdecken wiesen wesentlich größere Schäden auf, als jene Gebäude mit nachträglich verstärkten Holztramdecken.
Wandöffnungen	Mauerwerkswände mit geringem Anteil an Öffnungen verhielten sich deutlich günstiger, als jene mit einem hohen Anteil an Öffnungen.
Verankerungen, Verschließungen	Gebäude mit Verschließungen der einzelnen tragenden Wände wiesen deutlich geringere Schäden auf, wohingegen bei Gebäuden ohne Verschließungen vermehrt große Rissöffnungen und lokales Versagen auftraten.
Nachbargebäude	Bei direkt benachbarten Gebäuden wurden sehr häufig Schäden durch Aneinanderschlagen der beiden Gebäude festgestellt.

Tabelle 2.28: Gebäudeparameter und aufgetretene Schäden der unbewehrten Mauerwerksgebäude im Zuge des Erdbebens von *L'Aquila*, 2009 [Celik, 2010; Alarcon, 2010].

Schadensklassifikation (Schadensgrad) und -beschreibung		Schadensbild
1	<p>vernachlässigbar bis gering <i>kein struktureller Schaden, geringfügiger nicht struktureller Schaden</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Vereinzelte Haarrisse - Vereinzelte Putzablösungen - Herabfallen loser Ziegel aus oberen Bauwerksteilen (in geringfügigem Ausmaß) 	
2	<p>moderat <i>geringer struktureller Schaden, moderater nicht struktureller Schaden</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Risse in mehreren Wänden - Größere Putzablösungen - Teilweises Versagen von Kaminen 	
3	<p>stark bis schwer <i>moderater struktureller Schaden, schwerer nicht struktureller Schaden</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Breite, ausgedehnte Risse in den meisten Wänden - Herabfallen der Dacheindeckung - Versagen von Kaminen - Versagen nicht tragender Elemente (Zwischen-, Giebelwänden) 	
4	<p>sehr schwer <i>schwerer struktureller Schaden, sehr schwerer nicht struktureller Schaden</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Versagen mehrerer Wände - Herabfallen der Dacheindeckung - Teilweises Versagen der Dachkonstruktion - Teilweises Versagen der Deckenkonstruktionen 	
5	<p>Zerstörung <i>sehr schwerer struktureller Schaden</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Totales oder annähernd totales Versagen 	

Tabelle 2.29: Schadensklassifikation von Mauerwerksgebäuden nach EMS-98 [Grünthal, 1998].

Auf Basis der derzeitigen Erdbebeneinschätzung der Stadt Wien [Hinsch, 2003] und der aufgrund der Ähnlichkeit der Bauwerkstypen analogen Schadensbilder des Erdbebens von *L'Aquila* [Celik, 2010; Alarcon, 2010] werden den aus der Gebäudebeurteilung ermittelten Bauwerksparemtern Schadensklassen nach EMS-98 zugeordnet, siehe Tabelle 2.30.

In Anlehnung an die Schadensbilder des Erdbebens von *L'Aquila* [Celik, 2010; Alarcon, 2010] kann angenommen werden, dass eine hohe vertikale Unregelmäßigkeit, die bei der überwiegenden Anzahl der betroffenen Gebäude durch Geschäfts- oder Lokalfächen im Erdgeschoß und der damit verbundenen Schwächung der horizontalen Steifigkeit erreicht wird, bei entsprechender Erdbebenbelastung zu sehr schweren Schäden oder zum totalen Versagen des Gebäudes führt. Demgegenüber kann angenommen werden, dass bei einem sehr guten Bauwerkszustand und horizontaler und vertikaler Regelmäßigkeit nur moderate Schäden auftreten.

Gefährdungsklasse	Bauwerksparameter inkl. Charakterisierung	Schadensklasse nach EMS-98
I	BP < 50 Hohe vertikale und horizontale Regelmäßigkeit Sehr guter Bauwerkszustand	2
II	BP ≥ 50 Geringfügig vertikale und horizontale Unregelmäßigkeit Guter Bauwerkszustand	2-3
III	BP ≥ 80 Moderate vertikale Unregelmäßigkeit, nachträgliche Schwächung der horizontalen Steifigkeit (z.B. teilweises Entfernen tragender Strukturen) Moderater Bauwerkszustand	3-4
IV	BP ≥ 140 Hohe vertikale Unregelmäßigkeit, weiches Geschoß Im Allgemeinen schlechter Bauwerkszustand	4-5

Tabelle 2.30: Korrelation zwischen den ermittelten Bauwerksparametern der Gebäudebeurteilung von Wiener Gründerzeithäusern und den Schadensklassen nach EMS-98 [Grünthal, 1998] unter der Annahme einer schadensäquivalenten Erdbebenbelastung von *L'Aquila* ($M_W = 6,3$).

2.5 Anwendung

Entsprechend den in Abschnitt 2.3 ausgearbeiteten Grundlagen des Bauwerksparameters BP und der Schadensrelevanz SR wurden eine repräsentative Anzahl an Gebäuden beurteilt und kategorisiert.

2.5.1 Gebäudeauswahl

Die Auswahl der Gebäude, an denen die Gebäudebeurteilung durchgeführt wurde, soll ein möglichst breites Spektrum an im Gebäudebestand der Gründerzeithäuser vorkommenden Typen widerspiegeln. Dabei ist vor allem auch ein hohes Maß an Information über die einzelnen zu beurteilenden Teilbauwerksparameter erforderlich. In Tabelle 2.31 sind die ausgewählten Objekte dargestellt. Dabei handelt es sich ausschließlich um Wiener Gründerzeithäuser unterschiedlichster Typologie, Geometrie, Erhaltungszustand und Nutzung an verschiedenen Standorten in Wien. Die Gebäudeansicht der untersuchten Objekte ist in Anhang A 2.5 dargestellt.

Nr.	Adresse	Bezirk	Baujahr	Geschoßanzahl*
1	Riglergasse 10	1180	1895	4
2	Diesterweggasse 4	1140	1902	3
3	Benedikt-Schellingergasse 20	1150	1872	7
4	Reithofferplatz 11	1150	1872	4
5	Zelinkagasse 10	1010	1869	6
6	Wiedner Hauptstraße 123	1050	1909	5
7	Lerchenfelderstraße 106	1080	1883	4
8	Spittelbreitengasse 30	1120	1890	3
9	Jahngasse 25 (Straßentrakt)	1050	1883	4
10	Stubenring 22	1010	1900	6
11	Währinger Gürtel 164	1090	1891	5
12	Elisabethstraße 20	1010	1862	5
13	Graf Starhembergasse 30	1010	1883	6
14	Karolinengasse 33	1040	1868	5
15	Zieglergasse 18	1070	1848	4
16	Schanzstraße 34 (Straßentrakt)	1150	1914	4
17	Frankenberggasse 3	1040	1874	5
18	Elisabethstraße 5	1010	1869	6
* Exklusive Kellergeschoß				

Tabelle 2.31: Auswahl an Gebäuden zur Anwendung der entwickelten Gebäudebewertung.

2.5.2 Bewertung und Beurteilung

Die Bewertung und Beurteilung des Bauwerksparameters BP und der Schadensrelevanz SR erfolgte anhand der vorhandenen Planunterlagen, Naturaufnahmen und Gutachten. Zusätzlich wurden die Gebäude im Zuge umfangreicher Begehungen visuell beurteilt. Um einzelne Teilbauwerksparameter zu erheben, wurden nach Möglichkeit Bauteilöffnungen und Fundamentschürfe hergestellt.

Falls einzelne Parameter nicht detailliert erhoben werden konnten, wurden diese auf der sicheren Seite liegend angenommen.

2.5.3 Auswertung und Ergebnisse

In Tabelle 2.32 sind die Ergebnisse der verschiedenen Parameter der Gebäudebeurteilung für die einzelnen untersuchten Objekte dargestellt.

Lfd. Nr. gem. Tabelle 2.31	S01 Gefährdete Personen	S02 Bedeutungskategorie	S03 Wert des Gebäudes	S04 Gefährdete Sachgüter	S05 Umgebungswirkung	SR Schadensrelevanz	G01 Erdbebenzone	G02 Grundriss	G03 Vertikale Regelmäßigkeit	G04 Aussteifungen	G05 Lokale Versagensmechan.	G06 Sekundärstrukturen	G07 Baugrund	G08 Fundierung	G09 Erhaltungszustand	BP Bauwerksparameter
1	31	2	26,3	1	5	65,3	1,5	1	1	5	10	5	2,5	2,5	13,1	41,6
2	21	2	12,0	1	5	41,0	1,5	1	1	1	10	5	5,0	2,5	15,0	40,5
3	75	2	31,9	1	5	114,9	1,5	10	20	5	5	10	2,5	2,5	10,0	65,0
4	45	2	13,8	1	5	66,8	1,5	10	1	25	10	10	2,5	2,5	26,3	87,3
5	112	10	38,3	5	5	170,3	1,5	5	20	5	20	10	5,0	2,5	15,0	82,5
6	74	2	10,1	1	5	92,1	1,5	5	1	25	10	10	5,0	2,5	13,1	71,6
7	32	2	12,7	1	1	48,7	1,5	5	1	25	10	5	5,0	2,5	13,1	66,6
8	75	2	4,8	1	5	87,8	1,5	5	1	1	10	10	5,0	10	10,0	52,0
9	28	2	3,8	1	5	39,8	1,5	1	1	1	10	5	5,0	2,5	10,0	35,5
10	20	2	54,0	1	10	87,0	1,5	1	20	1	5	10	5,0	2,5	10,0	54,5
11	49	2	13,8	1	10	75,8	1,5	5	50	25	10	20	5,0	5	26,3	146,3
12	119	10	23,2	5	5	162,2	1,5	5	20	5	10	20	5,0	1	8,8	74,8
13	90	10	64,9	1	5	170,9	1,5	1	1	1	10	5	5,0	2,5	26,3	51,8
14	52	10	16,2	1	5	84,2	1,5	1	20	5	10	5	5,0	2,5	18,8	67,3
15	64	2	12,5	1	5	84,5	1,5	5	50	25	20	20	2,5	1	13,1	136,6
16	40	2	7,8	1	5	55,8	1,5	1	1	25	10	5	5,0	2,5	26,3	75,8
17	24	2	9,2	1	5	41,2	1,5	1	20	1	10	5	5,0	1	10,0	53,0
18	167	2	39,0	1	10	219,0	1,5	10	20	1	10	20	5,0	2,5	17,5	86,0

Tabelle 2.32: Ergebnisse der Gebäudeparameter und Schadensrelevanz der beurteilten Objekte.

Aus den Ergebnissen der Tabelle 2.32 wird die Summe der Teilbauwerkparameter, der Bauwerkparameter BP als x-Wert, sowie die Summe der Teilschadensparameter, die Schadensrelevanz SR als y-Wert in das in Abbildung 2.14 dargestellte Diagramm eingetragen.

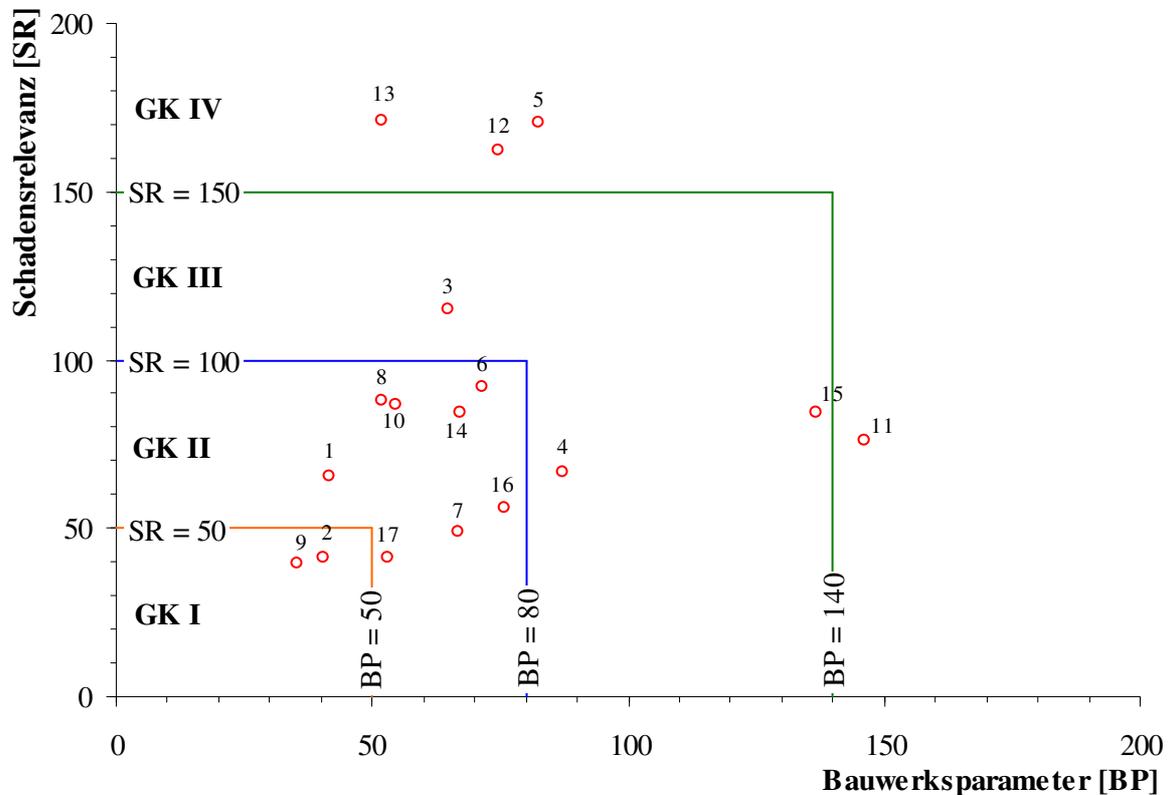


Abbildung 2.14: Kategorisierung der untersuchten Objekte (beschriftet nach der laufenden Nummerierung in Tabelle 2.31) im Beurteilungsdiagramm.

Aus den Ergebnissen der Gebäudebeurteilung in Abbildung 2.14 ist erkennbar, dass zwei Objekte (Nr. 2 und 9) in Gebäudeklasse I kategorisiert werden. Dies ist insofern nachvollziehbar, als bei diesen Objekten eine relativ geringe Anzahl an Personen gefährdet ist und der Gebäudezustand bei diesen Objekten im Allgemeinen als gut beurteilt wurde.

In weiterer Folge werden 8 Objekte (Nr. 1, 6, 7, 8, 10, 14, 16 und 17) in Gebäudeklasse II kategorisiert. In Kategorie II fallen entweder Objekte mit einer höheren Schadensrelevanz SR (ausgenommen Objekt 7 und 17) oder einem ungünstigeren Bauwerkparameter (ausgenommen Objekt 1).

In Kategorie III fallen insgesamt 3 der untersuchten Objekte (Nr. 3, 4 und 15), in Kategorie IV 4 Objekte (Nr. 5, 11, 12 und 13). Die Grenze zwischen den Kategorien III und IV bildet hinsichtlich der Bauwerkparameter die hohe vertikale Unregelmäßigkeit des Objekts 11 (Geschäftslokal im Erdgeschoß).

2.6 Großflächige Anwendung auf Basis visueller Begutachtung

Aus den Ergebnissen und Erkenntnissen der Anwendung der Gebäudebeurteilung anhand ausgewählter Gebäude (siehe Abschnitt 2.5) kann geschlossen werden, dass die Erhebung bestimmter Parameter für eine großflächige Anwendung nicht sinnvoll möglich ist. Im konkreten Fall zählen dazu die Aussteifungsart und die Fundierung des Gebäudes, die aus einer reinen visuellen Beurteilung nicht bestimmt werden können. Um trotzdem eine große Anzahl an Gebäuden innerhalb eines akzeptablen Zeitraums bewerten zu können, werden diese Parameter in der Bewertung durch konstante Werte ersetzt. Für den Teilbauwerksparameter G04 wird auf der sicheren Seite $G04 = 5,0$ und für den Teilbauwerksparameter G08, entsprechend des Standorts im 20. Wiener Gemeindebezirk, $G08 = 10,0$ konstant für alle Gebäude angenommen.

Die großflächige Anwendung der Gebäudebewertung erfolgte mit Hilfe eines vorab erstellten Datenblatts, welches für 375 Gründerzeithäuser im 20. Wiener Gemeindebezirk ausgewertet wurde, siehe Abbildung 2.15. Das Datenblatt, inklusive der für den Anwender ausgestellten Ausfüllhilfe ist im Anhang 2.6a beigefügt.



Abbildung 2.15: Übersicht der im Rahmen der großflächigen Anwendung untersuchten Objekte im 20. Wiener Gemeindebezirk.

Aus den durchgeführten Aufnahmen wurden anschließend sämtliche Teilschadens- und Teilbauwerksparameter bestimmt. Die daraus ermittelte Kategorisierung ist in Abbildung 2.16 dargestellt. Eine vollständige

dige Tabelle aller im Rahmen der großflächigen Anwendung beurteilter Gebäude und deren Schadens- und Teilbauwerksparameter ist im Anhang 2.6b enthalten.

Aus den Ergebnissen der Abbildung 2.16 ist erkennbar, dass die in Abschnitt 2.4 entwickelte Klassifizierung, sowohl in Hinblick auf den Bauwerksparameter als auch bezüglich Schadensrelevanz eine klare Grenzlinie zwischen den Kategorien III und IV bildet. Objekte, die in die Kategorie IV fallen, weisen demgemäß entweder eine erhöhte Schadensrelevanz durch eine besonders hohe Anzahl an gefährdeten Personen auf oder sind aufgrund ihres hohen Bauwerksparameters, der vor allem auf vertikale Unregelmäßigkeit zurückzuführen ist, im Erdbebenfall hochgradig schadensanfällig.

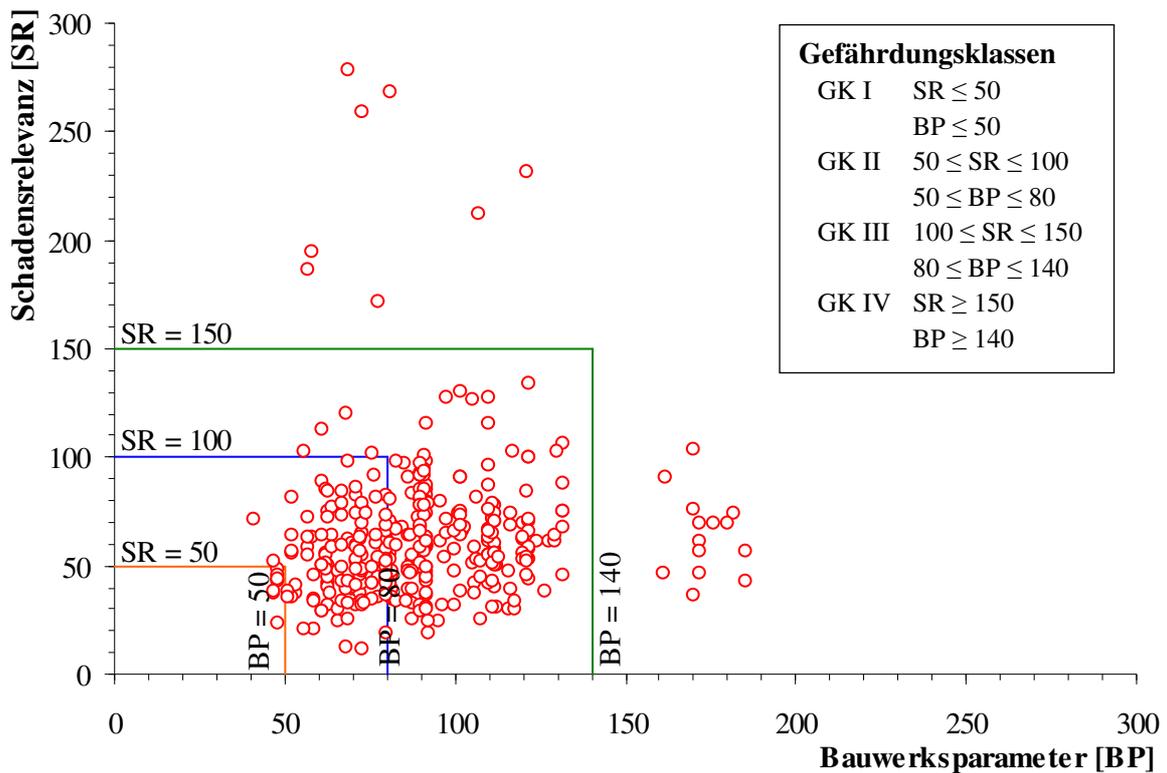


Abbildung 2.16: Kategorisierung der im Rahmen der großflächigen Anwendung der Gebäudebeurteilung untersuchten Objekte im 20. Wiener Gemeindebezirk.

Die überwiegende Anzahl an untersuchten Objekten liegt gemäß Abbildung 2.16 in den Kategorien II und III, wobei sich keine klare Trennung aus der Gebäudebeurteilung ergibt. Dies liegt für den Bauwerksparameter vor allem daran, dass der Einfluss der unterschiedlichen Teilbauwerksparameter bei den einzelnen Objekten unterschiedlich hoch ist.

Zudem wird aus Abbildung 2.16 deutlich, dass die Objekte der Gefährdungsklasse IV ausschließlich entweder aufgrund der Schadensrelevanz oder aufgrund des Bauwerksparameters, nicht aber aufgrund beider Größen, in der Gefährdungsklasse IV liegen. Um eine realistische Einschätzung der Schadensrelevanz bzw. des Bauwerksparameters selbst zu erhalten, ist es deshalb sinnvoll die beiden Beurteilungsgrößen zusätzlich auch separat zu betrachten.

In Abbildung 2.17 ist eine Gefährdungskarte, eingeteilt nach der Schadensrelevanz, des untersuchten Testgebiets im 20. Wiener Gemeindebezirk dargestellt. Die Kategorien werden in Anlehnung an die Gefährdungsklassen aus Abschnitt 2.4 als Schadensklassen bezeichnet. Analog dazu ist in Abbildung 2.18 eine Gefährdungskarte, eingeteilt nach dem Bauwerksparameter, des untersuchten Testgebiets im 20. Wiener Gemeindebezirk dargestellt. Aus Abbildung 2.17 sind jene Objekte erkennbar, deren Schadensrelevanz in erster Linie aufgrund der Anzahl der gefährdeten Personen, besonders groß ist. Vor allem Objekte mit hohem öffentlichem Interesse, wie etwa Schulen, Kindergärten oder städtische Büchereien fallen dabei in die höchste Schadenklasse (Schadenklasse IV).

In Abbildung 2.18 dagegen werden unabhängig von der Schadensrelevanz vor allem jene Objekte hervorgehoben, dessen Bauwerksparameter hinsichtlich Erdbebenwiderstand als besonders ungünstig bewertet wurde. Dies betrifft primär Gebäude mit hoher vertikaler Unregelmäßigkeit, die zumeist durch nachträglich errichtete Geschäftslokale im Erdgeschoß der Objekte generiert wurde. Eine beispielhafte Auswahl der dadurch in Bauwerksklasse IV kategorisierten Gebäude ist in Abbildung 2.19 dargestellt.

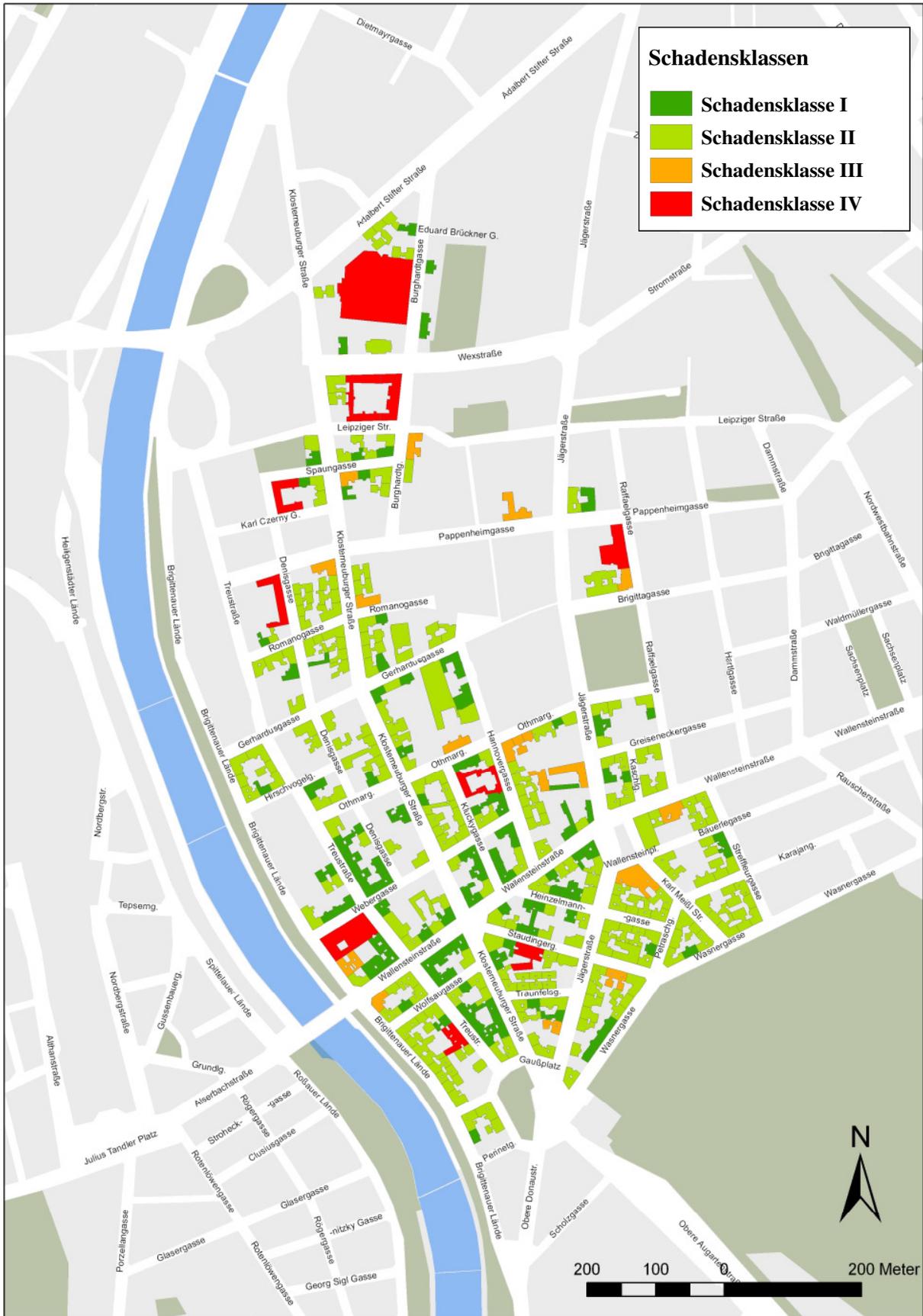


Abbildung 2.17: Gefährdungskarte, eingeteilt nach der Schadensrelevanz der jeweiligen Gebäude; untersuchtes Testgebiet im 20. Wiener Gemeindebezirk.

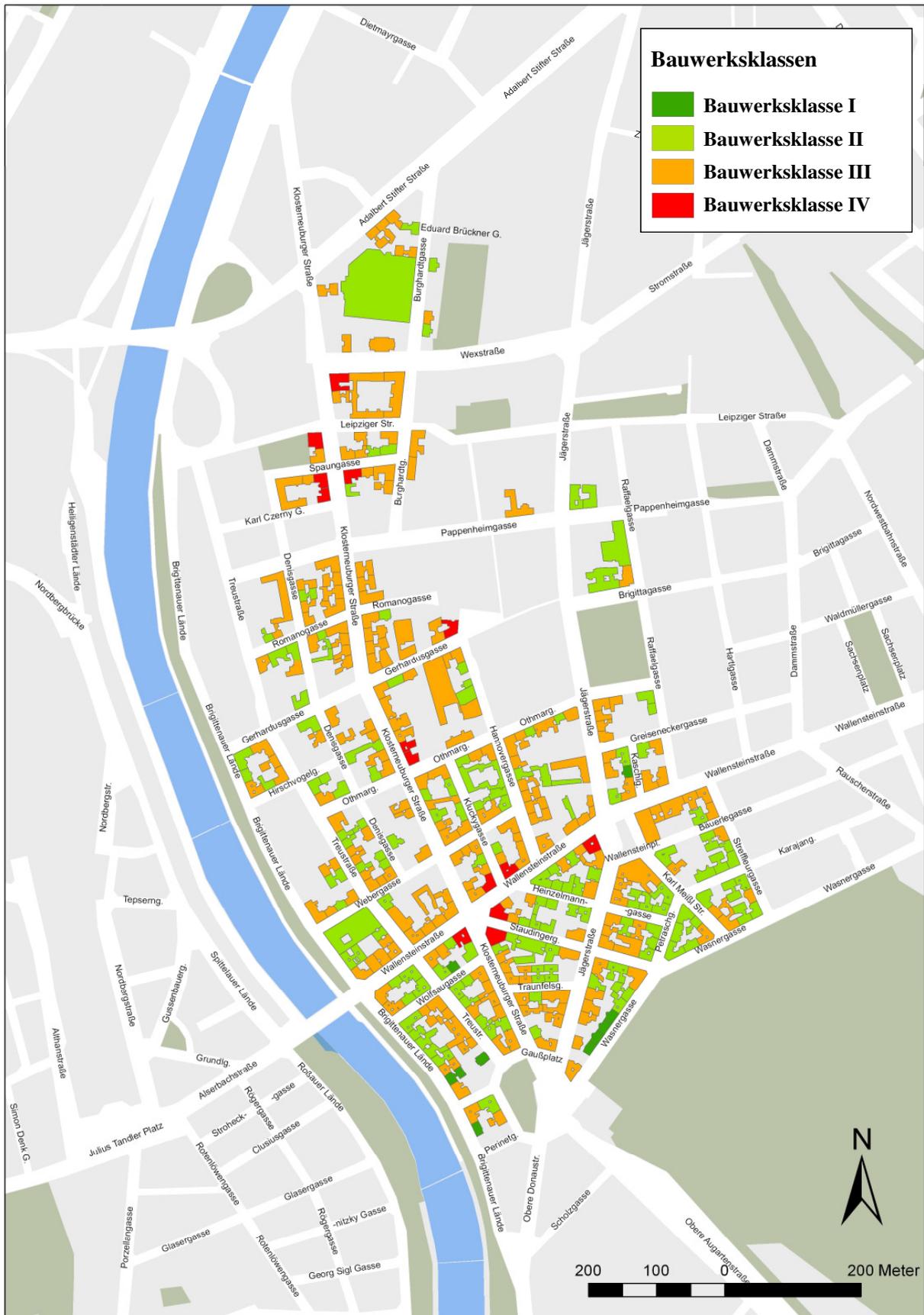


Abbildung 2.18: Gefährdungskarte, eingeteilt nach dem Bauwerksparameter der jeweiligen Gebäude; untersuchtes Testgebiet im 20. Wiener Gemeindebezirk.

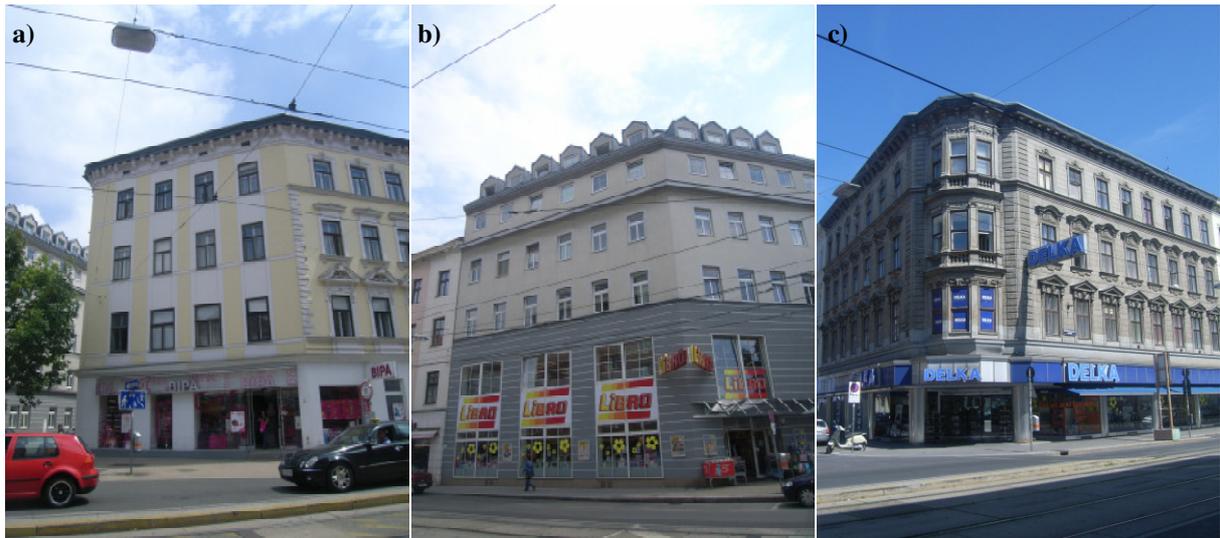


Abbildung 2.19: Auswahl an Objekten, deren Bauwerksparameter in Bauwerksklasse IV kategorisiert wurde (Testgebiet im 20. Wiener Gemeindebezirk); a) Lfd.-Nr. 100 - Klosterneuburgerstraße 18; b) Lfd.-Nr. 110 - Wallensteinstraße 16; c) Lfd.-Nr. 188 - Kluckygasse 2.

In Anlehnung an die in Abschnitt 2.4.2 getroffenen Annahmen zur Korrelation der Gebäudebeurteilung mit Schadensklassen gemäß EMS-98 [Grünthal, 1998] werden die sich aus der Kategorisierung ergebenden Bauwerksklassen in Schadensklassen gemäß EMS-98 übergeführt. Dazu werden in einem ersten Schritt sämtliche Gebäude in deren Bauwerksklassen, ohne Berücksichtigung der Schadensrelevanz eingeteilt, siehe Abbildung 2.20.

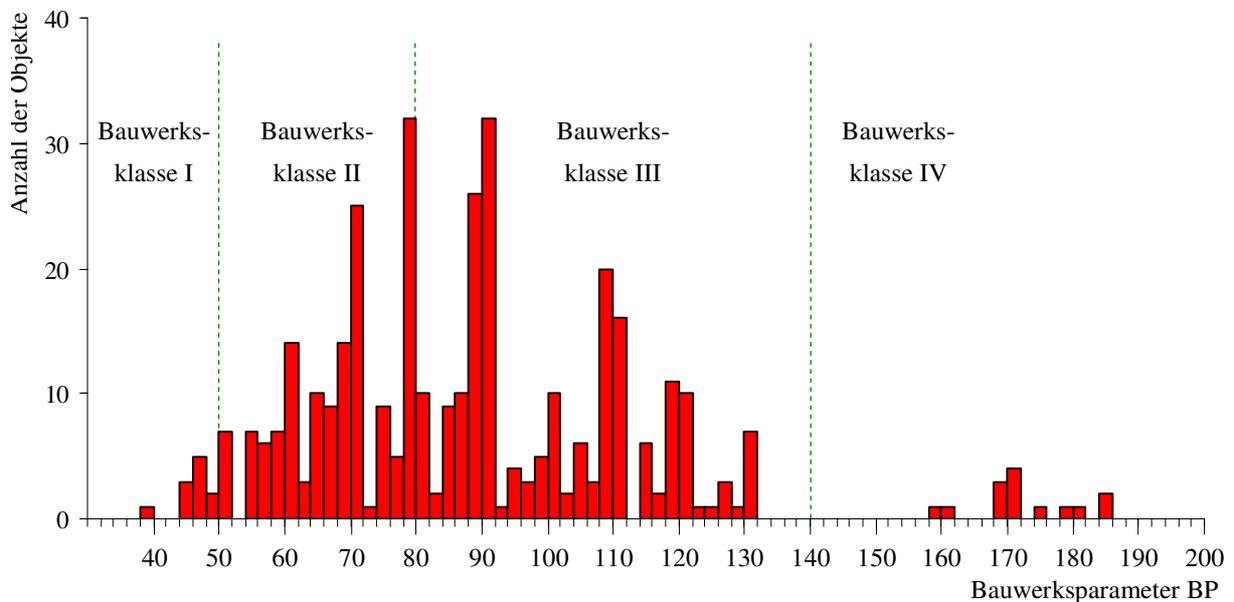


Abbildung 2.20: Kategorisierung der untersuchten Objekte der großflächigen Untersuchung im 20. Wiener Gemeindebezirk nach deren Bauwerksparameter BP gemäß Gebäudeklassifizierung.

Anschließend werden den einzelnen Bauwerksklassen der Gebäudebeurteilung die Schadensklassen der EMS-98 nach Tabelle 2.30 zugeordnet, wobei zu beachten ist, dass die Trennung in Schadensklasse 3 und Schadensklasse 4 nicht streng nach der Grenzlinie zwischen Bauwerksklasse II und Bauwerksklasse III durchgeführt wurde. Dies liegt darin, dass sich aus der Häufigkeitsverteilung der Bauwerksklasse eine deutliche Trennung etwas oberhalb der angenommenen Kategoriegrenze zwischen Bauwerksklasse II und Bauwerksklasse III ergibt, siehe Abbildung 2.20 bzw. Abbildung 2.21. Zudem ist die Definition der Bauwerksklasse II und III ebenso wie die Definition der Schadensklasse 3 und 4 nur bedingt deutlich voneinander abgegrenzt. In jedem Fall können sowohl aus der Kategorisierung in Bauwerksklassen aber auch aus der Einteilung in Schadensklassen jene Gebäude identifiziert werden, die im Fall des angenommenen Erdbebens (Erdbebenstärke $M_w = 6,3$) mit sehr hoher Wahrscheinlichkeit kollabieren.

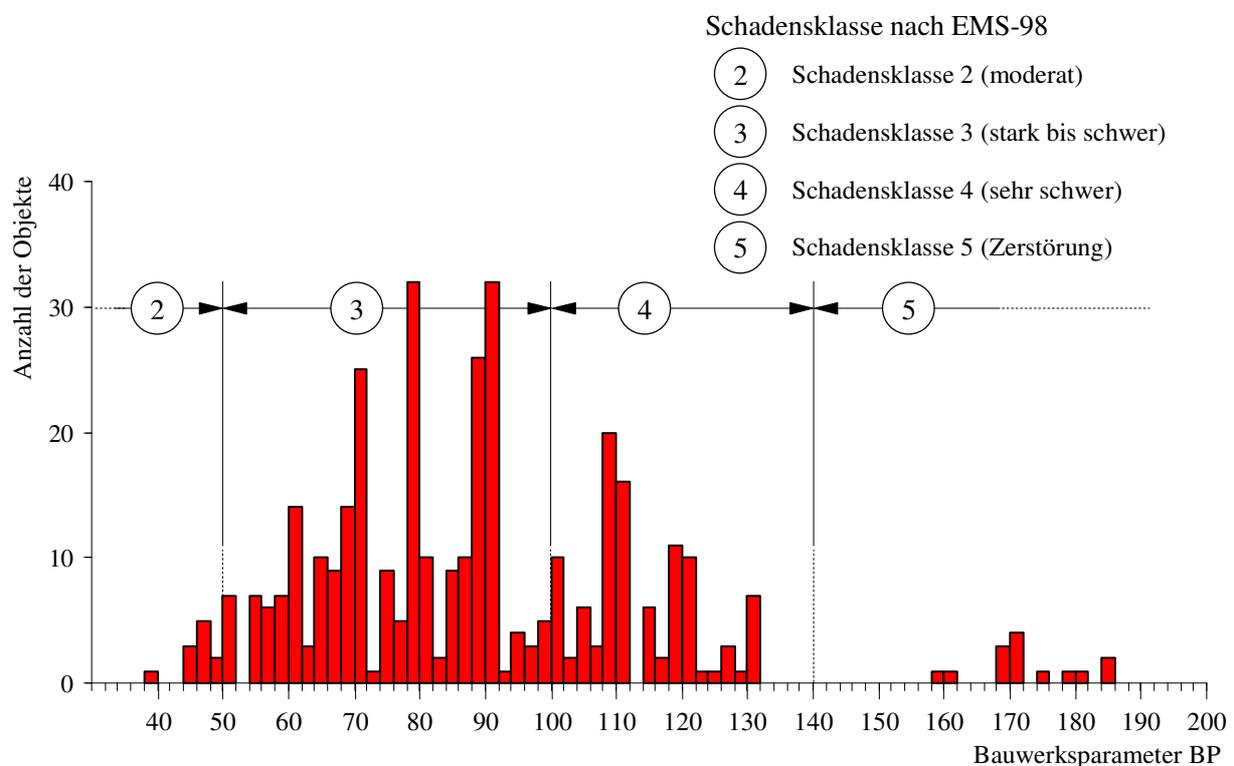


Abbildung 2.21: Korrelation der Bauwerksklassen gemäß Gebäudebeurteilung mit den Schadensklassen der EMS-98 [Grünthal, 1998].

In Abbildung 2.22 ist die Gefährdungskarte des untersuchten Testgebiets im 20. Wiener Gemeindebezirk, eingeteilt nach den aus den ermittelten Bauwerksparametern abgeleiteten Schadensklassen nach EMS-98 dargestellt. Daraus können die Schadensklassen einzelner Gebäude identifiziert werden, die im Falle eines lokalen Erdbebens der Stärke $M_w = 6,3$ entsprechend der durchgeführten Korrelation auftreten würden.

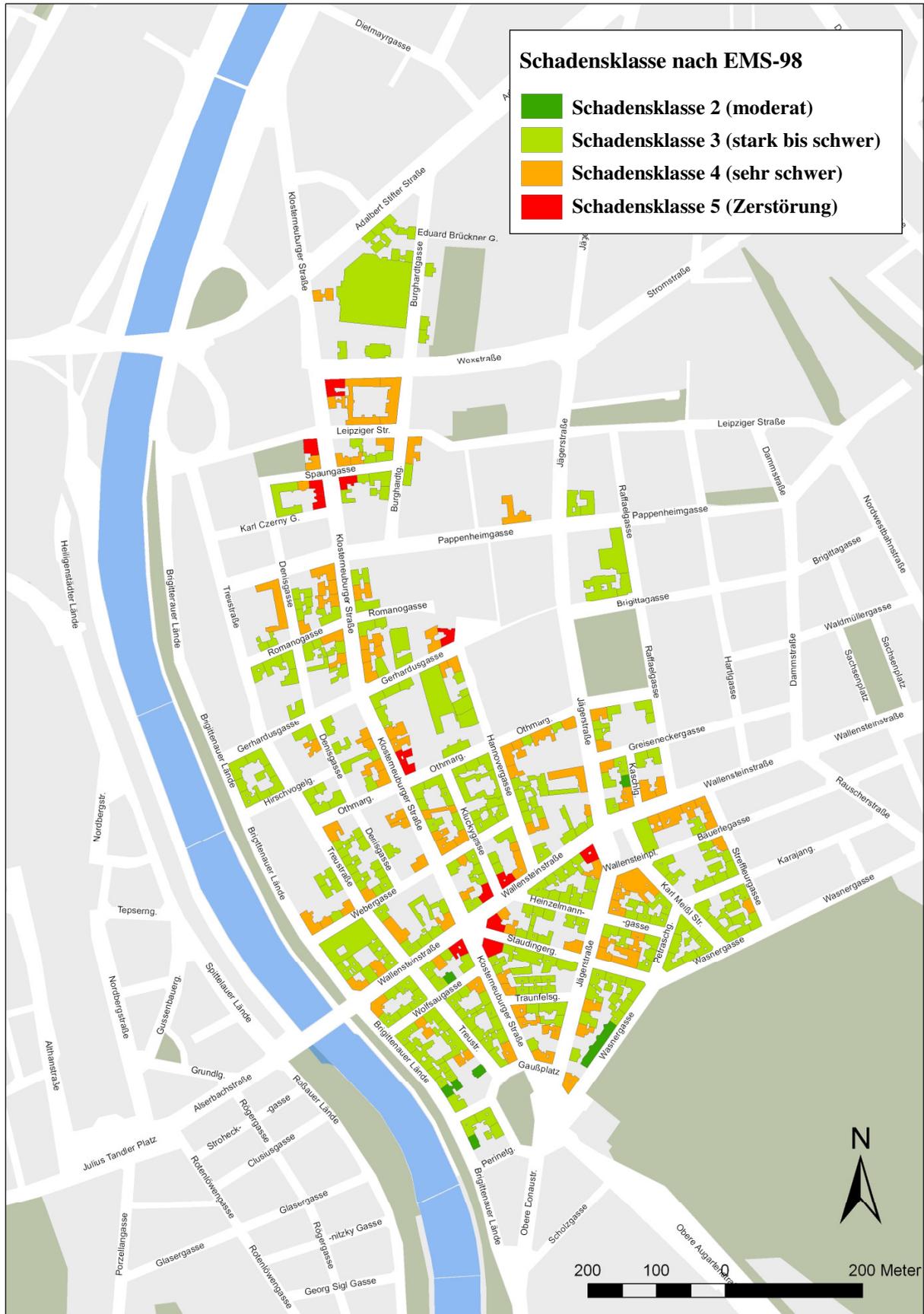


Abbildung 2.22: Gefährdungskarte, eingeteilt nach den aus den Bauwerksparametern abgeleiteten Schadensklassen nach EMS-98, zufolge eines Erdbebens der Stärke $M_w = 6,3$.

3. Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Altbauten weisen aufgrund ihrer zum Teil jahrhunderte alten Geschichte eine heterogene Bauweise und qualitativ unterschiedliche Materialeigenschaften auf. Eine ausschließliche numerische Untersuchung mit Hilfe von durch Laborversuche bestimmten Materialkennwerten repräsentiert aus diesem Grund zumeist ein Modell mit hohen Unsicherheiten. Die Beschreibung des Verhaltens einer Konstruktion unter Erdbebenanregung erfolgt anhand der baodynamischen Parameter wie beispielsweise der Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen oder Dämpfung der Struktur. Die Bestimmung dieser Parameter erfolgt, aufgrund der ungenau bekannten Eigenschaften der Konstruktion und des Materials, bevorzugt durch experimentelle Untersuchungen.

In den vergangenen Jahren wurden in dieser Hinsicht messtechnische Untersuchungen von Gebäuden, insbesondere auch als Bestandteil von Erdbebenanalysen, verstärkt durchgeführt. Dazu wurden beispielsweise in den von *Rusnov* [Rusnov, 2006] beschriebenen Tests dynamische Messungen an Gründerzeithäusern in Wien durchgeführt. Die Anregung der Bauwerke wurde mit Hilfe eines Reaktionsmassenerregers durchgeführt, der durch eine Stabkette eine sinusförmige Anregungskraft in die Gebäudefassade einleitete. Die Gebäudeantwort wurde mit Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer in den Deckenebenen gemessen. Daraus wurden die Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen im Frequenzbereich von 0 bis 10 Hz ermittelt [Rusnov, 2006].

Im Rahmen umfangreicher Experimente an Stahlbetontragwerken [Hans, 2005] wurden vergleichende messtechnische Versuche mit und ohne einzelne Tragwerksteile durchgeführt. Mit den daraus gewonnen Erkenntnissen konnte zum Beispiel der Einfluss von Fassaden-Fertigteilen auf das globale dynamische Verhalten ermittelt werden.

Die vorliegenden Untersuchungen dienen in erster Linie dazu konstruktive Veränderungen an Gründerzeithäusern messtechnisch zu verifizieren. Als Grundlage dazu werden Messungen am Ausgangszustand des jeweiligen Gebäudes durchgeführt und mit Ergebnissen aus Messungen nach erfolgter konstruktiver Modifikation verglichen [Achs, 2008].

Im Folgenden werden die Grundlagen der vorgenommenen dynamischen messtechnischen Untersuchungen erläutert.

3.2 Dynamische Anregung

Schwingungsfähige Systeme können durch Kräfte oder vorgegebener Bewegung einzelner Systempunkte (z.B. Auflager) zu Schwingungen angeregt werden. In den im Folgenden beschriebenen Versuchen kommt eine horizontale Kraftanregung mit Hilfe einer in den oberen Geschoßen stoßförmig aufgebrachten Punktmasse zum Einsatz. Weiters wurde die dynamische Gebäudeantwort zufolge einer ambienten Weganregung ermittelt.

Die experimentelle Systemidentifikation von Strukturen kann entweder auf Grundlage einer definierten Anregung, wie etwa durch harmonische Krafterregung oder durch Krafterregung mit Impulshammer [Reynolds, 2000], bei der die eingebrachten Kräfte genau bekannt sind, oder durch eine undefinierte Anregung wie etwa ambienter Anregung oder nicht genau bestimmbarer Kraftimpulsen [Cunha, 2006] durchgeführt werden. Den vorliegenden Untersuchungen liegen undefinierte Anregungen zugrunde, da zum einen die Anregung mittels Impulshammer aufgrund der Gebäudeabmessungen nicht anwendbar war und andererseits der Einsatz großer Anregungssysteme, wie etwa Reaktionsmassenerreger, aufgrund deren Handhabbarkeit und Verfügbarkeit beschränkt ist.

3.2.1 Impulsanregung

Mit einem Kraftimpuls wird ein breites Frequenzspektrum der Struktur angeregt. Beim Impulshammer wurde mit unterschiedlichen Hammeraufsätzen die Bandbreite der Frequenz innerhalb der Anregung gesteuert [Reynolds, 2000]. Ein relativ weicher Hammeraufsatz führt zu Anregung niedriger Frequenzen in einer engen Bandbreite.

Aufgrund der relativ hohen Gebäudemasse der untersuchten Testobjekte und der fehlenden wohldefinierten Schlagfläche wurde im Zuge der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Experimente ein Kraftimpuls über eine horizontal schwingende Masse im obersten Geschoß des Gebäudes aufgebracht. Die in die Struktur eingeprägte Kraft ist unbekannt, es können damit jedoch sehr tiefe Frequenzen im Bereich der maßgebenden Eigenfrequenzen der Gründerzeithäuser angeregt werden.

Die für ein Testobjekt verwendete horizontale Impulsanregung mit einer Masse von 50 kg, die in die tragende Mittelmauer des Dachgeschoßes eingeprägt wurde, ist exemplarisch in Abbildung 3.1 dargestellt.

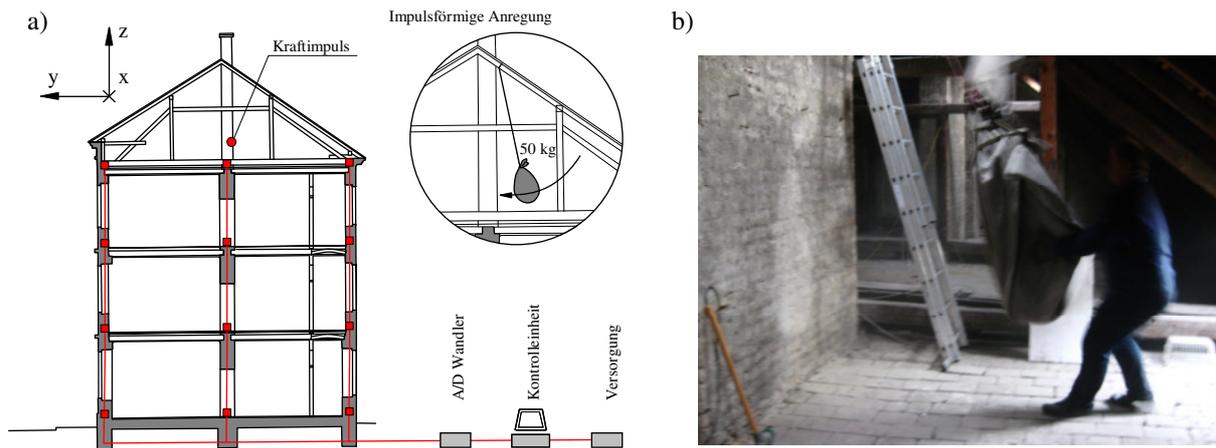


Abbildung 3.1: a) Kraftimpuls, eingepreßt in die tragende Mittelmauer durch eine horizontal schwingende Masse von 50 kg; b) Fotografie der Kraftanregung im Rahmen der Untersuchungen des Testobjekts Spittelbreitengasse 30.

3.2.2 Ambiente Anregung

Als ambiente Schwingungsanregung einer Struktur wird die Anregung durch äußere Einflüsse, wie etwa der natürlichen Bodenunruhe, dem Straßen- und Schienenverkehr und dem Wind, oder durch innere Anregung, wie durch innerhalb der Struktur befindliche Quellen, verstanden. Bei zahlreichen internationalen Anwendungen an verschiedenen Bauwerken [Trifunac, 1972; Stubbs, 1973; Ivanovic, 2000; Brownjohn, 2003; Hans, 2005, Wenzel, 2005] wurde die Methode der ambienten Anregung mehrfach verifiziert.

Wesentlich dabei ist, dass die Anregungsquellen weitestgehend unbekannt sind und in ihrem Zusammenwirken als breitbandige Anregung, d.h. über ein möglichst großes Frequenzspektrum, auftreten. Im Idealfall kann näherungsweise angenommen werden, dass eine ambiente Anregung in Form des so genannten *Weißes Rauschens* vorliegt [Hans, 2005]. Bei weißem Rauschen ist die Energie gleichmäßig über alle Frequenzen verteilt [Clough, 2003].

Im Frequenzbereich kann exemplarisch für einen Einmassenschwinger der Zusammenhang zwischen der Anregung und der Strukturantwort wie folgt ausgedrückt werden [Adam, 2010]:

$$X(i\nu) = H(i\nu) \cdot F(i\nu) \quad [i]$$

$X(i\nu)$ ist dabei die komplexe Schwingungsantwort im Frequenzbereich, $F(i\nu)$ bezeichnet die komplexe Anregung im Frequenzbereich und $H(i\nu)$ ist die so genannte Übertragungsfunktion. $H(i\nu)$ ist eine Strukturgröße, die im Falle eines linearen viskosen gedämpften Einmassenschwingers von der Eigenkreisfrequenz und dem Lehr'schen Dämpfungsmaß abhängt [Adam, 2010]. Ist $F(i\nu)$ näherungsweise über die Kreisfrequenz ν (bzw. lineare Frequenz f) gleichmäßig verteilt (weißes Rauschen), entspricht gemäß Gleichung [i] $X(i\nu)$ einem Vielfachen bzw. einem Bruchteil der Übertragungsfunktion $H(i\nu)$. $H(i\nu)$ hat

bekanntlicherweise bei schwach gedämpften Strukturen an den Stellen der Eigenkreisfrequenz ein Maximum. Daraus folgt, dass die Frequenzen, bei denen der Betrag von $|X(i\nu)|$ ein lokales Maximum aufweist, den Eigenfrequenzen der zugehörigen Struktur entsprechen.

Damit können die Eigenfrequenzen aus $|X(i\nu)|$ durch Inspektion identifiziert werden. Abbildung 3.2 zeigt ein Beispiel der Bestimmung der Eigenfrequenzen bei ambienter Anregung.

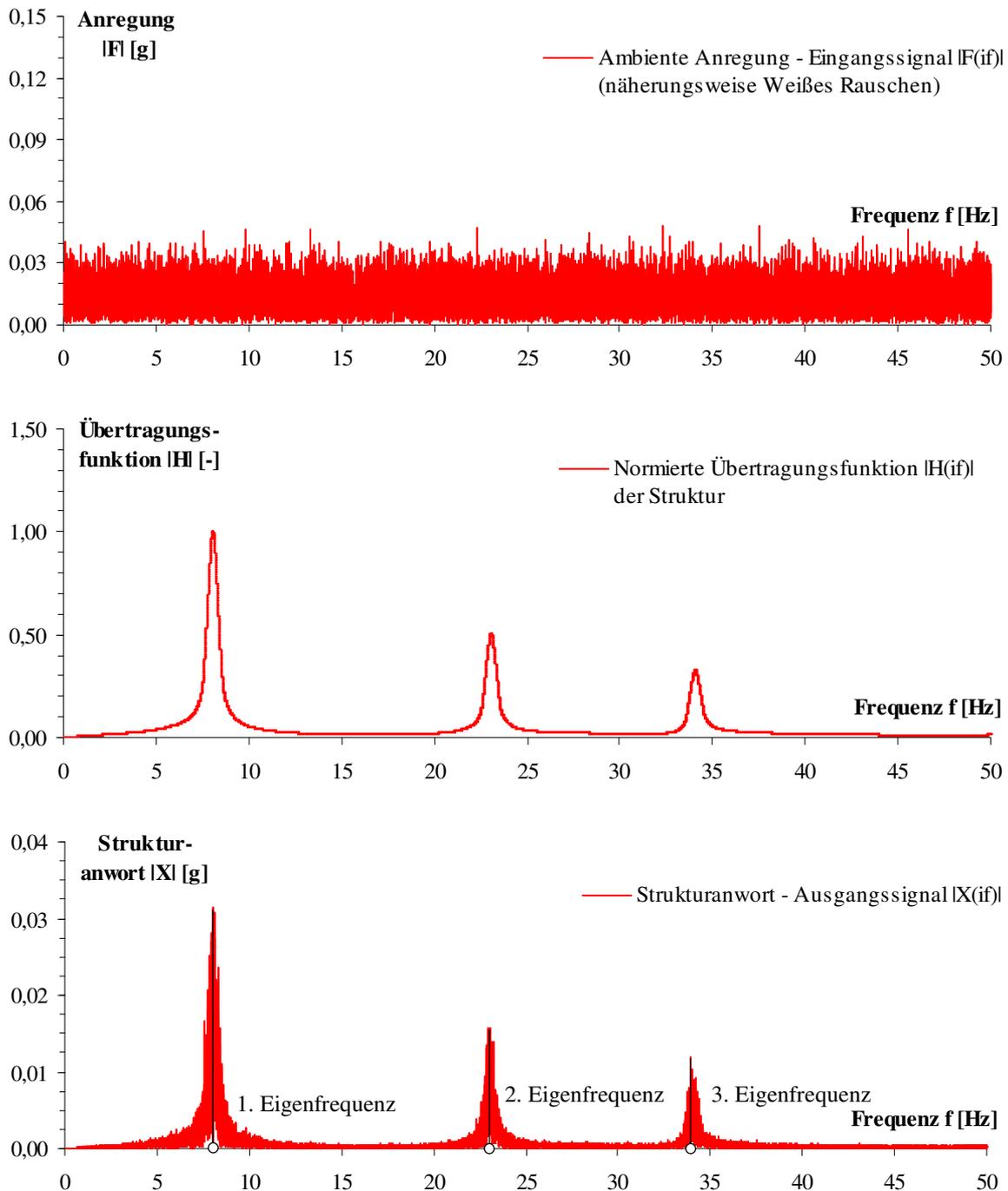


Abbildung 3.2: Bestimmung der Eigenfrequenzen bei ambienter Anregung; a) Absolutbetrag der ambienten Anregung bzw. Eingangssignal im Frequenzbereich $|F(if)|$; b) Absolutbetrag der normierten Übertragungsfunktion $|H(if)|$; c) Absolutbetrag der Strukturantwort im Frequenzbereich $|X(if)|$.

3.3 Messkette - Signalverarbeitung

Die messtechnischen Untersuchungen wurden mit der in Abbildung 3.3 dargestellten Messkette durchgeführt. Diese besteht aus dem mit dreidimensionalen Beschleunigungsaufnehmern instrumentierten und mittels Impulsmasse angeregten Testobjekt, einer Signalverarbeitungskette und einer Steuerungs- und Speichereinheit. Die Anspeisung der Messkette erfolgt über eine externe Stromversorgung.

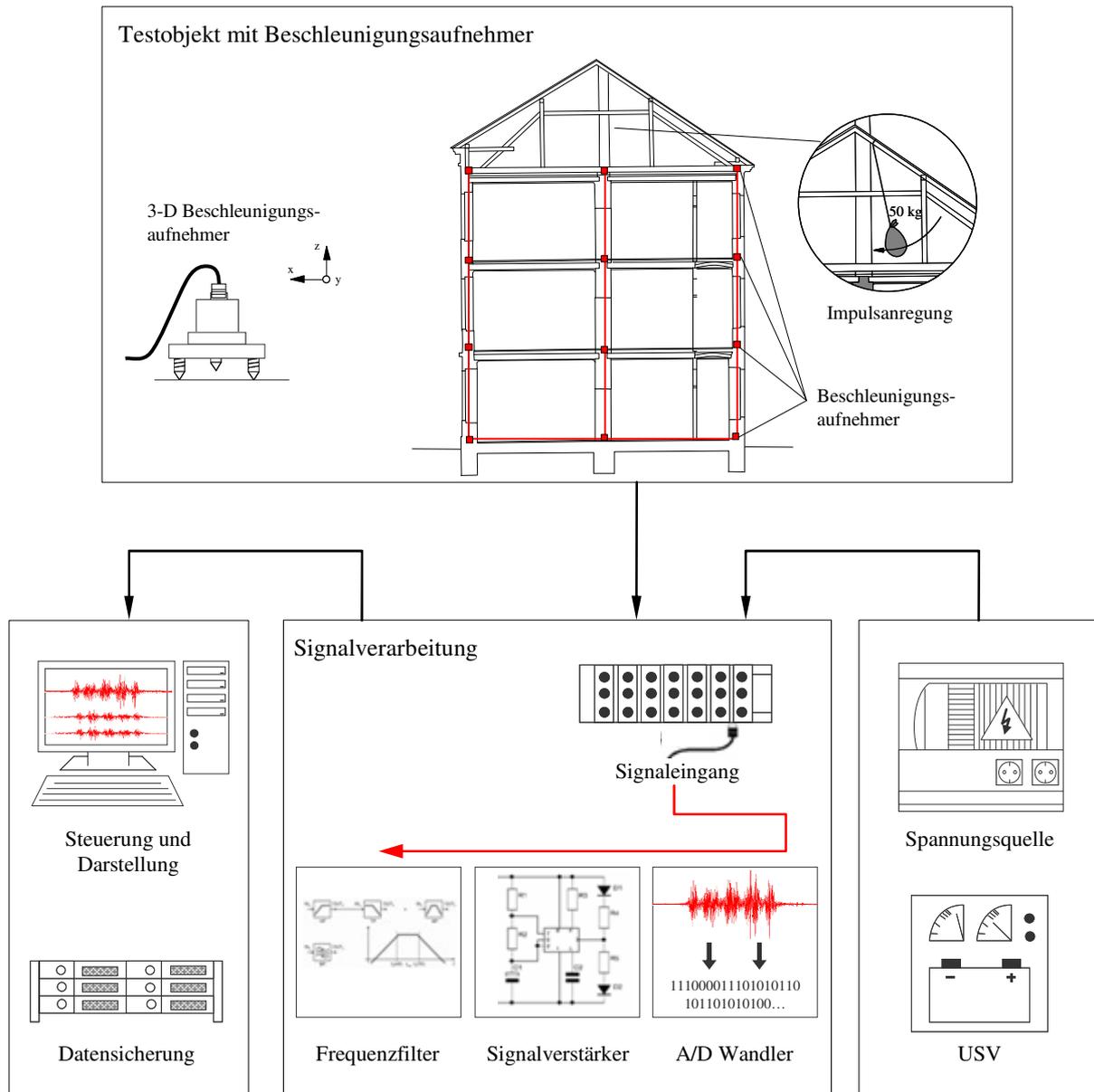


Abbildung 3.3: Messgerätekette der messtechnischen Untersuchungen; Signalaufnahme, -verarbeitung und -steuerung.

Als Sensoren wurden dreidimensionale Beschleunigungsaufnehmer der Fa. Kinematics, Typ EpiSensor FBA ES-T verwendet. Dabei handelt es sich um so genannte *force-balance* Beschleunigungsaufnehmer, deren Messprinzip auf der Bestimmung der Trägheitskraft auf die interne Testmasse beruht. Als Aus-

gangsgröße liefert der Beschleunigungsaufnehmer eine Spannungsänderung im Zeitverlauf, die über Übertragungsfunktionen auf eine Beschleunigungsgröße umgerechnet wird. Der Messbereich der Beschleunigungssensoren ist variabel und wurde für die vorliegenden Untersuchungen mit $\pm 0,25 \text{ g}$ gewählt. Die Genauigkeit der Beschleunigungsaufnehmer bei einem Messbereich von $\pm 0,25 \text{ g}$ liegt bei $\pm 4,4457 \times 10^{-9} \text{ g}$.

Die Befestigung der Sensoren mit dem Testobjekt erfolgt aufgrund der geringen zu erwartenden Beschleunigungsamplitude durch direktes Aufstellen auf dem vorbereiteten Untergrund. Die Sensorpositionen wurden direkt an tragenden Strukturelementen, wie z.B. tragendes Mauerwerk, gewählt. Als Vorbereitung wurden dazu zuerst Nischen in das Mauerwerk gestemmt und die so entstandene rohe Ziegelfläche mit Zementmörtel geglättet und fixiert.

Die durch die Beschleunigungsaufnehmer gemessenen Signale wurden über zweifach geschirmte Datenübertragungskabel zur Signalverarbeitungseinheit der Fa. imc Messsysteme GmbH, Typ CRONOS-PL-13 weitergeleitet. Diese modular aufgebaute Einheit besteht aus einem Signalwandler, der die analogen Eingangswerte digitalisiert, einem Messverstärker und einer umfangreichen Konditionierungseinheit zur möglichen Filterung und Umrechnung der Signale.

Die Ansteuerung und Darstellung der Beschleunigungssignale erfolgte mit Hilfe der Software Online FAMOS der Fa. imc Messsysteme GmbH. Die Datenspeicherung wurde direkt auf einem PC, Typ HP Compaq 6710b durchgeführt.

Die weitere Verarbeitung der messtechnisch ermittelten Signale erfolgte mit Hilfe des Programms FAMOS 5.0 der Fa. imc Messsysteme GmbH.

3.4 Identifikation der dynamischen Strukturparameter

Die dynamischen Parameter einer linearen Struktur sind die Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und die zugehörigen Dämpfungsmaße. Als Voraussetzungen für die Identifikation der dynamischen Parameter einer Struktur werden lineares Materialverhalten und eine ausreichende Separation der Eigenschwingungen angenommen [Mehlhorn, 1995].

3.4.1 Eigenfrequenzen

Zur Bestimmung der Eigenfrequenzen wird die spektrale *Peak-Picking* Methode verwendet. Dieses, seit der erstmaligen Anwendung [Crawford, 1964; Trifunac, 1972] im Wesentlichen unveränderte Verfahren, erlaubt eine direkte Bestimmung der Eigenfrequenzen aus den in den Frequenzbereich transformierten Beschleunigungsantworten der Struktur. Eine Darstellung der Bestimmung der Eigenfrequenzen aus der spektralen Beschleunigungsantwort der Struktur zufolge ambienter Anregung wurde bereits beispielhaft in Abschnitt 3.2.2 in Abbildung 3.2 dargestellt.

Die Voraussetzungen für die Verlässlichkeit dieser Methode liegen vor allem in der Qualität der Systemanregung und dem möglichst vollständigen Ausschluss von Störsignalen. Diese wurden bei den im Rahmen der vorliegenden Arbeit ausgewählten Testobjekten weitestgehend erfüllt. Weiters wird in der Literatur darauf verwiesen [Krätzig, 1996], dass im Fall einer ambienten Anregung als Grundlage der Analyse der Eigenfrequenzen eines Systems darauf zu achten ist, dass einer konkreten Resonanzstelle nur eine zugehörige Eigenform zugeordnet sein darf. Im vorliegenden Fall wurde dies teilweise durch den Vergleich der messtechnisch ermittelten Eigenfrequenzen mit jenen aus der numerischen Modellierung des Testobjekts sichergestellt.

3.4.2 Eigenschwingungsformen

Die Identifikation der Eigenschwingungsformen erfolgt durch die Analyse der aufgezeichneten Schwingungsantwort zufolge impulsartiger oder ambienter Anregung [Achs, 2007a; Achs, 2007b].

Da sich die r -ten modalen Komponenten der freien ungedämpften Verschiebungs- und Beschleunigungsantwort \bar{x}_r und $\ddot{\bar{x}}_r$ nur durch das Quadrat der r -ten Eigenkreisfrequenz ω_r^2 unterscheiden [Chopra, 2006],

$$\bar{x}_r = \bar{\phi}_r \cos \omega_r t, \quad \ddot{\bar{x}}_r = -\omega_r^2 \bar{\phi}_r \cos \omega_r t$$

und die maximale Amplitude einer Eigenschwingungsform $\bar{\phi}_r$ beliebig festgelegt werden kann, werden die Eigenschwingungsformen direkt aus den Beschleunigungssignalen gewonnen. Aus der messtechnisch ermittelten Schwingungsantwort wird dazu das Signal mittels Bandpassfilterung 4. Ordnung bear-

beitet, wobei die untere und obere Grenzfrequenz $f_{u,o}$ des Frequenzbands gemäß der folgenden Beziehung gewählt wird,

$$f_{u,o} = f_r \pm \frac{f_r}{100}$$

Die modalen Zeitsignale werden geschoßweise übereinander gelegt, die Amplituden zu einem gewissen Zeitpunkt abgelesen und deren Werte zu einem Vektor zusammengefasst, der die i-te Abschätzung der r-ten Eigenschwingungsform $\vec{\phi}_{r,i}$ darstellt. Durch Mittelung dieser zu verschiedenen Zeitpunkten ermittelten Vektoren erhält man die r-te Eigenform:

$$\vec{\phi}_r = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \vec{\phi}_{r,i}$$

In Abbildung 3.4 ist beispielhaft die Bestimmung der Grundschiwungsform $\vec{\phi}_1$ eines untersuchten Gebäudes mit 5 Obergeschossen dargestellt.

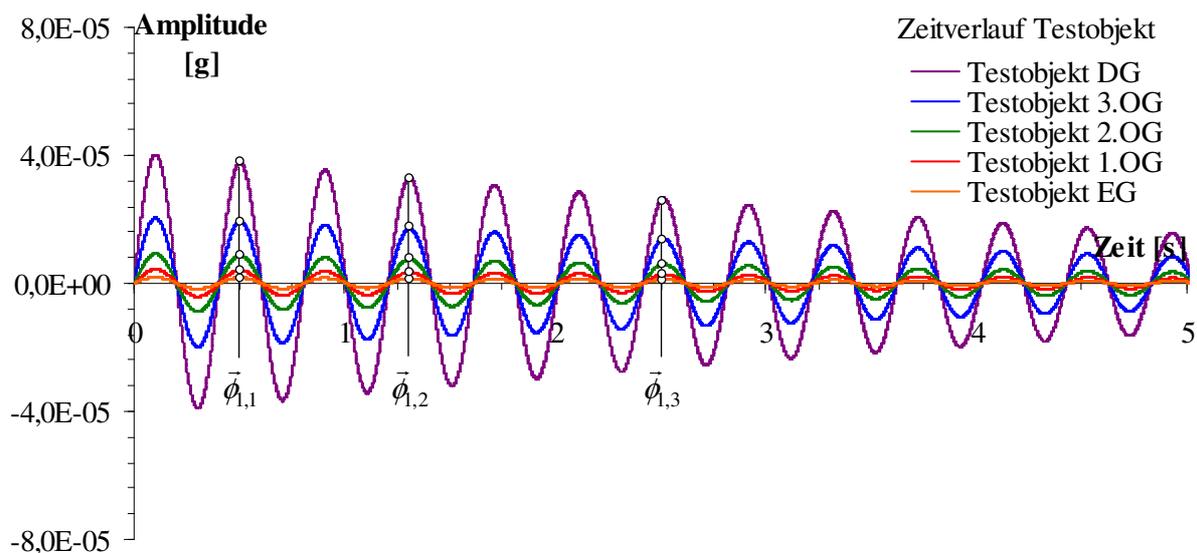


Abbildung 3.4: Bestimmung der Grundschiwungsform im Zeitbereich aus dem gefilterten Signal der Beschleunigungsantwort.

3.4.3 Strukturelle Bauwerksdämpfung

Die Bestimmung der Bauwerksdämpfung erfolgt entweder mit Hilfe der Bandbreitenmethode oder über das logarithmische Dämpfungsdekrement [Chopra, 2006].

Grundlage der Bandbreitenmethode ist der Amplitudenfrequenzgang der Struktur. Ein Beispiel für einen Amplitudenfrequenzgang im Bereich der ersten Eigenfrequenz f_1 wird in Abbildung 3.5 gezeigt. Dabei wird die Amplitude a_p der eingeschwingenen harmonischen Schwingungsantwort als Funktion von der zugehörigen Erregerfrequenz f aufgetragen. Zur Bestimmung des Lehr'schen Dämpfungsmaßes ζ_1 werden die Schnittpunkte des Amplitudenfrequenzgangs mit einer horizontalen Geraden $a_{p,max} / \sqrt{2}$ aufgesucht und die zugehörigen Frequenzen f_a und f_b abgelesen. Gemäß [Clough, 1983] kann das Lehr'sche Dämpfungsmaß ζ_1 mit Hilfe der Beziehung

$$\zeta_1 \approx \frac{f_b - f_a}{f_b + f_a}$$

abgeschätzt werden.

Alternativ kann die strukturelle Bauwerksdämpfung aus dem Ausschwingverhalten der Struktur bestimmt werden. Zuerst wird durch Filterung der zur r -ten Eigenfrequenz gehörige Anteil der freien Beschleunigungsantwort $\ddot{x}^{(r)}$ extrahiert und im Zeitbereich dargestellt. Als Beispiel ist in Abbildung 3.6 das Zeitsignal von $\ddot{x}^{(r)}$ gezeigt.

Die maximalen Beschleunigungsamplituden von $\ddot{x}^{(r)}$ werden nach n und $n+m$ Perioden T ermittelt. Für das Ausschwingverhalten gilt demnach [Adam, 2010]:

$$\ddot{x}_n^{(r)} \equiv \ddot{x}^{(r)}(nT_r) = a_r \exp(-\zeta_r \omega_r nT_r)$$

$$\ddot{x}_{n+m}^{(r)} \equiv \ddot{x}^{(r)}((n+m)T_r) = a_r \exp(-\zeta_r \omega_r (n+m)T_r)$$

Das Verhältnis der Antwort im Abstand von m Perioden bleibt immer konstant,

$$\frac{\ddot{x}_n^{(r)}}{\ddot{x}_{n+m}^{(r)}} = \exp(\zeta_r \omega_r mT_r)$$

Das logarithmische Dämpfungsdekrement ist definiert als [Adam, 2010]

$$\delta_m^{(r)} = \ln \frac{\ddot{x}_n^{(r)}}{\ddot{x}_{n+m}^{(r)}} = \zeta_r \omega_r mT_r.$$

Aus diesen Beziehungen folgt mit $T \approx 2\pi / \omega_r$ für eine schwach gedämpfte Konstruktion der r -te dimensionslose Dämpfungskoeffizient ζ_r

$$\zeta_r \triangleq \frac{\delta_m^{(r)}}{2\pi m}$$

Um die ermittelten Dämpfungswerte verifizieren zu können, wurden im Zuge der messtechnischen Untersuchungen nach Möglichkeit beide Methoden zur Dämpfungsbestimmung angewendet.

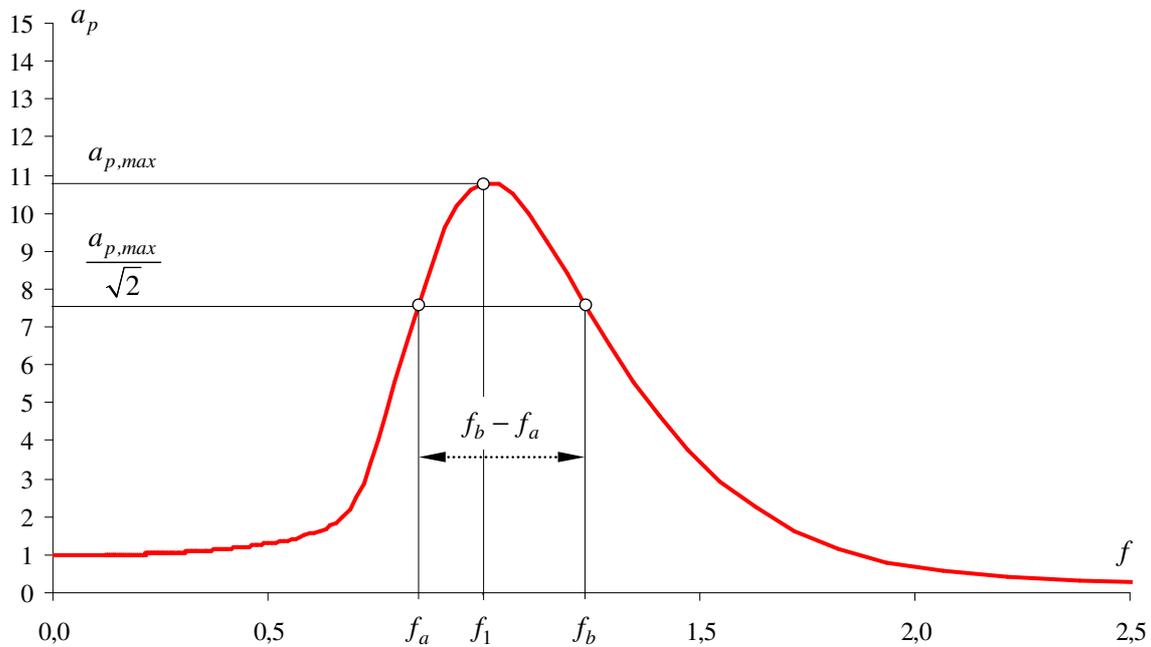


Abbildung 3.5: Amplitudenfrequenzgang, Bestimmung des viskosen Dämpfungsmaßes ζ_1 aus dem Amplitudenfrequenzgangs $a_{p,max}$ bei der ersten Eigenfrequenz f_1 .

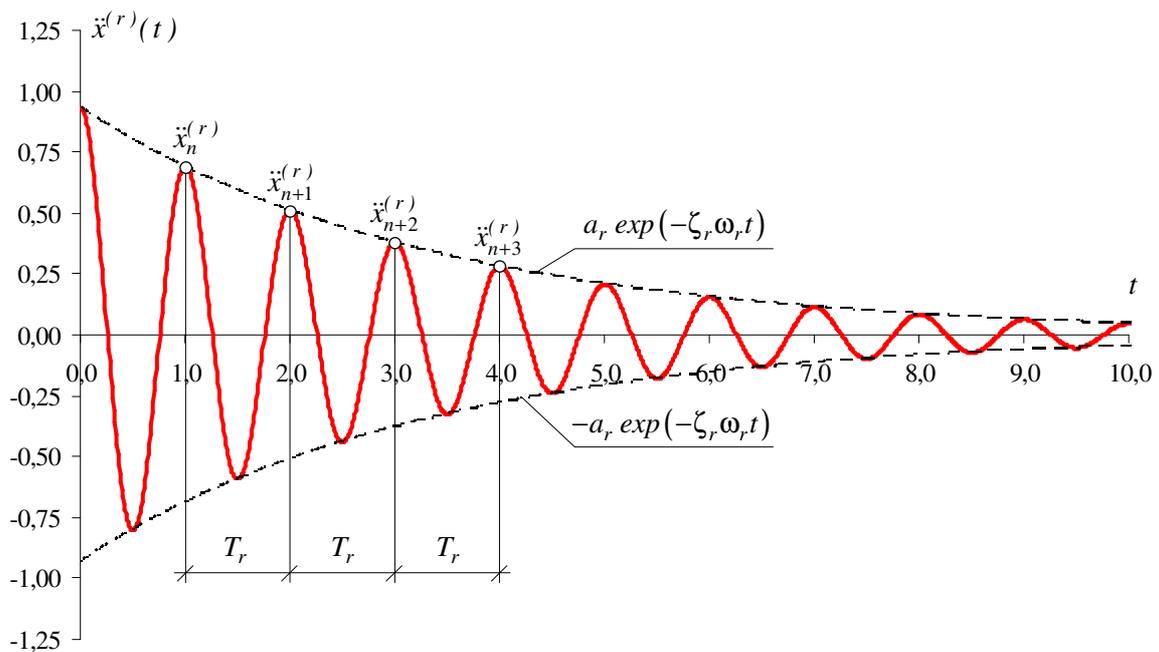


Abbildung 3.6: Ausschwingverhalten einer gedämpften Struktur. r -ter modaler Anteil der freien Beschleunigungsantwort.

3.5 Einfluss eines Dachgeschoßausbaus in Leichtbauweise auf die globalen dynamischen Strukturparameter eines Gründerzeithauses

Bei Wiener Gründerzeithäusern stellt der Umbau ungenützter Dachböden zu neuen Wohneinheiten ein häufig angewendetes Mittel der Wohnflächengewinnung und Altbauaufwertung dar. Im Allgemeinen führen diese Umbaumaßnahmen zu einer Veränderung der globalen dynamischen Strukturparameter, welche durch rechnerische Prognosen nur ungenügend genau abschätzt werden können.

Der Einfluss des Ausbaus ungenützter Dachböden auf die Strukturparameter kann vorteilhaft durch die vergleichende messtechnische Untersuchung vor und nach dem Umbau festgestellt werden. Mit Hilfe dieser Vorgangsweise wird der tatsächliche Zustand des Bestandsbauwerks, die Erhöhung der Gebäudemasse und allfällige Veränderungen der Steifigkeiten im Gebäude erfasst. Vor allem die Veränderungen der Steifigkeiten des Gebäudes stellen einen in der Realität nur schwer abschätzbaren Parameter dar. Diese resultieren unter anderem aus der zusätzlichen Steifigkeit durch die erforderliche Instandsetzung der obersten Geschoßdecke.

Ein wesentlicher Vorteil der messtechnischen Verifikation der Änderungen der globalen dynamischen Strukturparameter ist demzufolge die Einbeziehung aller Änderungen am Gebäude. Somit werden auch Sanierungen der unteren Geschoße und der Einbau zusätzlicher Strukturelemente wie z.B. Aufzugschächte durch die dynamische Messung erfasst.

3.5.1 Versuchsobjekt Riglergasse 10

Im Rahmen dieser Arbeit wird die Änderung der globalen dynamischen Strukturparameter durch den Ausbau eines ungenutzten Dachgeschoßes in Leichtbauweise am Objekt Riglergasse 10 untersucht. Bei diesem Bauwerk handelt es sich um ein Gründerzeithaus im 18. Wiener Gemeindebezirk. Abbildung 3.7 zeigt die Lage des Gebäudes in Wien und die Geometrie des Gebäudes innerhalb der benachbarten Objekte.

In dem als Wohnhaus genützten Gebäude, das 1895 erbaut wurde, konnten im Zuge des Dachgeschoßausbaus dynamische Messungen vor und nach dem Umbau durchgeführt werden. Der Dachgeschoßausbau wurde gemäß Merkblatt MA37S [Magistratsabteilung 37 (MA 37), 2008] als Dachgeschoßausbau „Leicht“ mit einer zusätzlichen statischen Belastung durch den Dachausbau von 680 kg/m^2 ausgeführt. Die darunter liegenden Geschoße wurden mit Ausnahme des Einbaus eines Aufzugs im Stiegenhaus strukturell nicht verändert.

Das Gebäude besitzt einen regelmäßigen Grundriss und eine für diese Bauweise typische Gebäudehöhe von 18,70 m. Der Grundriss eines Regelgeschoßes und ein Gebäudeschnitt sind in Abbildung 3.8 dargestellt.

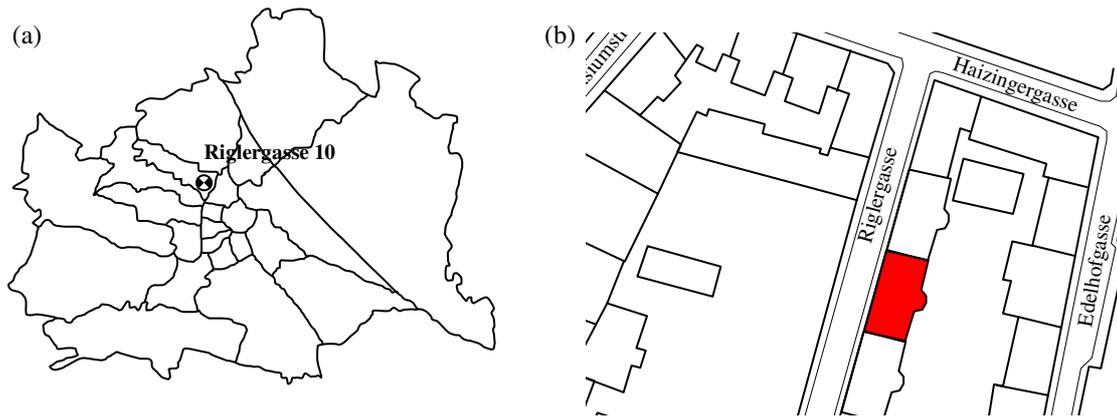


Abbildung 3.7: (a) Lage des Objekts Riglergasse 10, 1180 Wien; (b) Geometrie des Gebäudes innerhalb der benachbarten Objekte.

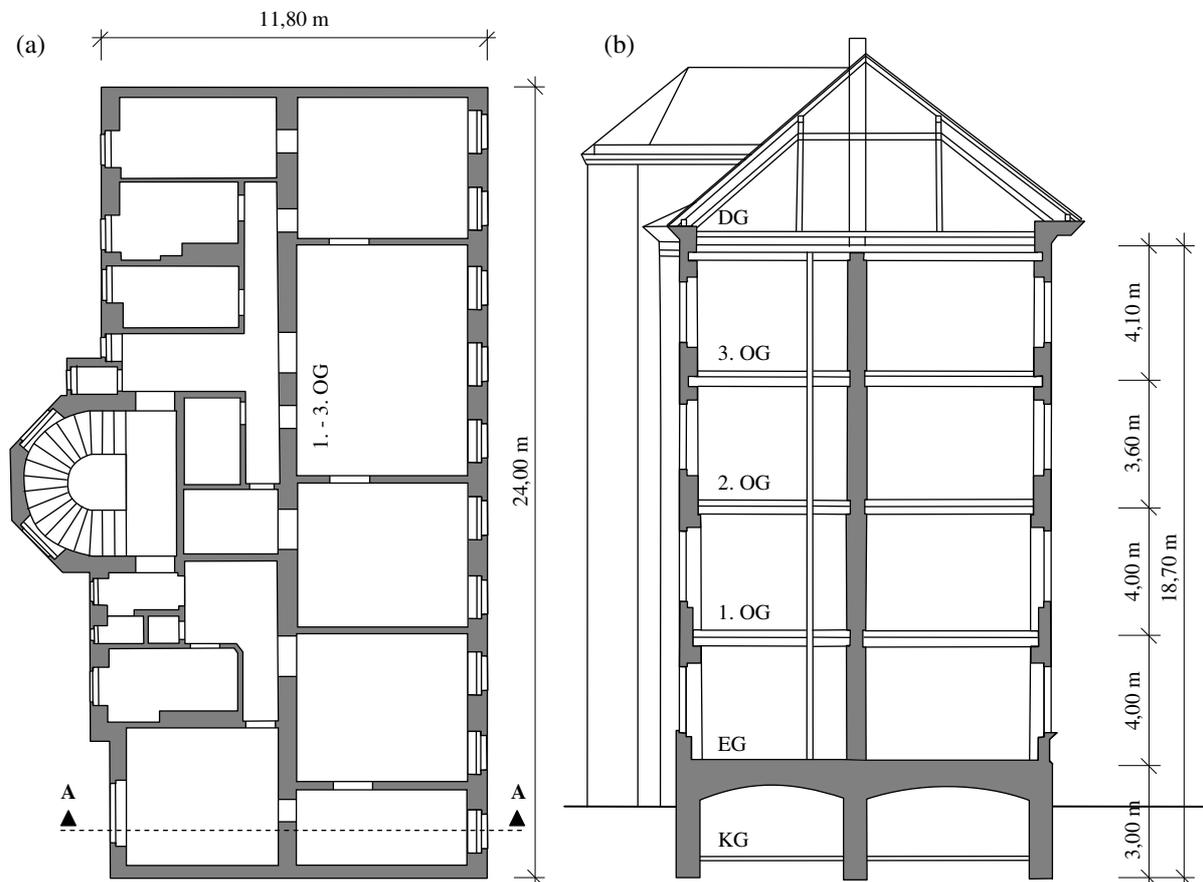


Abbildung 3.8: (a) Grundriss, (b) Schnitt A-A durch das Objekt Riglergasse 10, 1180 Wien.

3.5.2 Dynamische Messungen

Die dynamische Untersuchung basiert auf einer Basismessung am Bestandsgebäude sowie auf einer Verifikationsmessung nach Ausbau des Dachgeschosses. Zum besseren Vergleich der Ergebnisse wurde bei beiden Messungen eine identische Aufstellung der Sensoren gewählt. Da das Gebäude zum Zeitpunkt der messtechnischen Untersuchungen vollständig bewohnt war, wurden die Beschleunigungsauf-

nehmer vertikal im Stiegenhaus positioniert. Die horizontale Verteilung erfolgte im Rahmen der Basismessung im unbewohnten Dachgeschoß, im Zuge der Verifikationsmessung im bereits ausgebauten ersten Dachgeschoß. Die räumliche Anordnung der Beschleunigungsaufnehmer dient zur eindeutigen Identifikation der Grundeigenschwingungsform. Die Anordnung der Beschleunigungssensoren ist in Abbildung 3.9 dargestellt. Eine fotografische Dokumentation der Aufstellung der Beschleunigungssensoren kann Anhang 3.5 entnommen werden. Da sowohl im Rahmen der Basismessung als auch während der Verifikationsmessung das untersuchte Objekt vollständig bewohnt war, wurde die Gebäudeantwort zufolge der ambienten Schwingungsanregung aufgezeichnet. Der exakte Zeitpunkt der Durchführung der Basis- und Verifikationsmessung ist in Tabelle 3.1 dargestellt.

Messtechnische Untersuchung	Zeitpunkt
Basismessung	18. Juli 2006
Verifikationsmessung	11. Juli 2007

Tabelle 3.1: Durchführungszeitpunkt der Basis- und Verifikationsmessung, Testobjekt Riglergasse 10.

Das Testobjekt ist an beiden Seiten im Verband mit angrenzenden Gebäuden errichtet, wodurch aus den Erfahrungen der messtechnischen Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprojekt SEISMID [SEISMID, 2011] davon ausgegangen werden kann, dass das Schwingungsverhalten in y-Richtung durch die Nachbargebäude maßgeblich beeinflusst wird. Zudem kann aus der regelmäßigen Grundrissform davon ausgegangen werden, dass das Grundschwingungsverhalten in x- und y-Richtung entkoppelt ist. Da diese Annahme im Zuge der durchgeführten messtechnischen Untersuchung bestätigt werden konnte, wurden in weiterer Folge vorwiegend Biegeschwingungen in x-Richtung betrachtet.

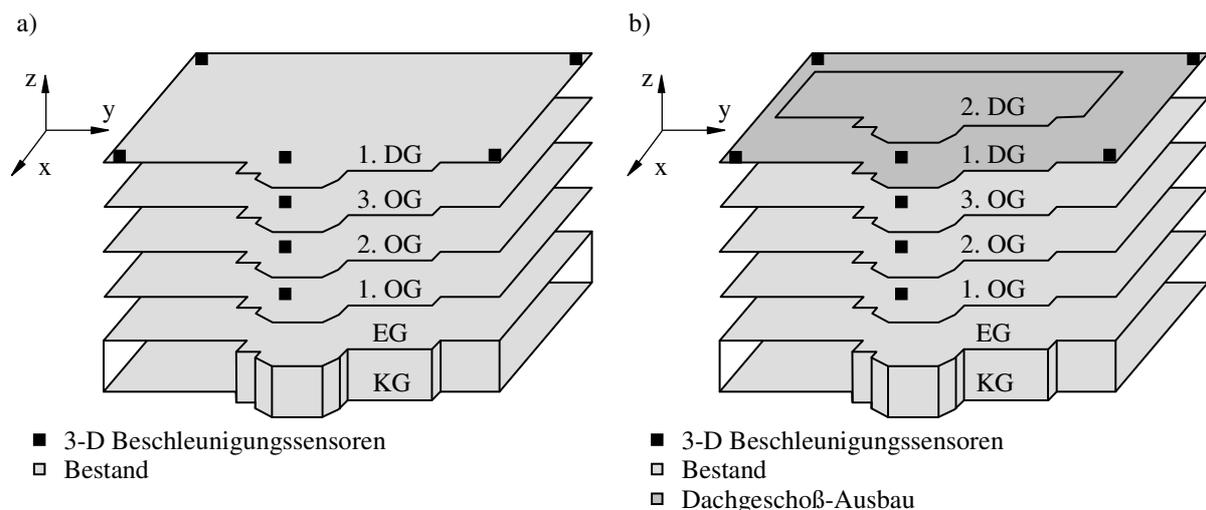


Abbildung 3.9: a) Verteilung der Beschleunigungsaufnehmer der Basisuntersuchung; b) Verteilung der Beschleunigungsaufnehmer der Verifikationsmessung nach dem Dachgeschoßausbau, Objekt Riglergasse 10.

3.5.3 Ergebnisse

Die Zeitverläufe der Gebäudebeschleunigungen im Bereich des Stiegenhauses zufolge ambienter Anregung sind in Abbildung 3.10 für die x-Komponenten in den einzelnen Geschossen dargestellt. Die Schwingungsamplituden zufolge ambienter Anregung liegen mit Spitzen bis zu $a = 1,0 \cdot 10^{-3}$ g deutlich unter der allgemein gültigen Fühlbarkeitsgrenze des Menschen [ÖNORM S 9012, 2010].

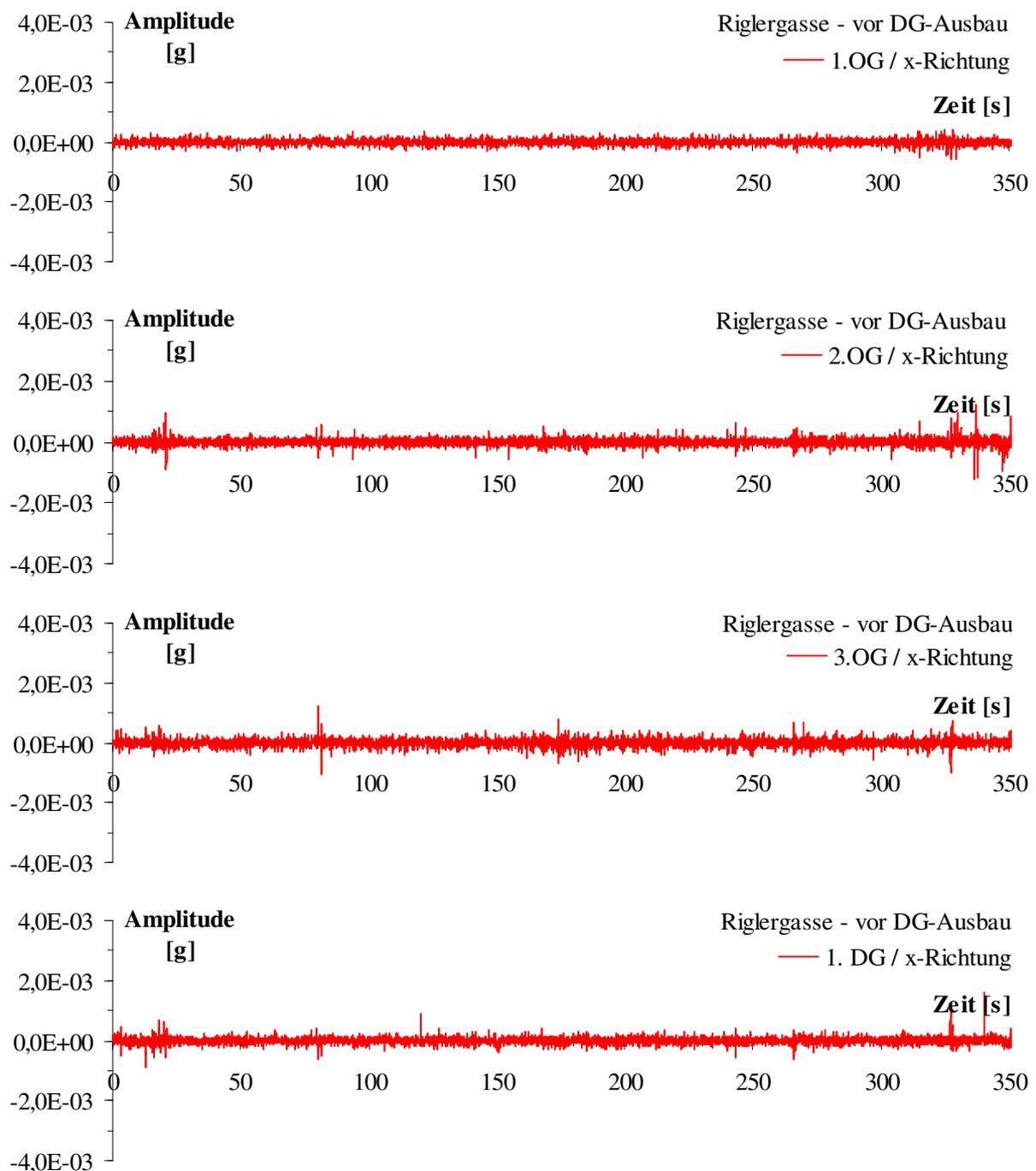


Abbildung 3.10: Zeitverläufe der x-Komponenten der Beschleunigungsantworten des Objekts Riglergasse 10 zufolge ambienter Anregung für die Geschosse 1. Obergeschoß, 2. Obergeschoß, 3. Obergeschoß und 1. Dachgeschoß im Bereich des Stiegenhauses.

Mittels FFT Analyse wurden die Zeitverläufe der Beschleunigungsantworten in den Frequenzbereich transformiert. Als Beispiel ist in Abbildung 3.11 das Frequenzspektrum einer Schwingungskomponente in x-Richtung dargestellt. Dabei wurde exemplarisch die Schwingungsantwort im ersten Dachgeschoß des Gebäudes (im Bereich des Stiegenhauses) gewählt, da an dieser Position die Amplituden der Grundschwingung erwartungsgemäß am höchsten sind. Zur besseren Darstellung ist in Abbildung 3.11 dem aus der FFT gewonnen Rohspektrum zusätzlich ein über eine Fensterbreite von 0,05 Hz geglättetes Frequenzspektrum überlagert.

Aus Abbildung 3.11 kann eine eindeutig dominierende Spitze bei einer Frequenz $f_1^{(B)} = 2,55$ Hz abgelesen werden, die als erste Eigenfrequenz des Gebäudes im Originalzustand identifiziert wird.

Im Vergleich dazu ist in Abbildung 3.12 das Frequenzspektrum der zugehörigen Schwingungsantwort nach dem Ausbau des Dachgeschoßes dargestellt, aus der wiederum eine eindeutig dominierende Spitze bei einer Frequenz $f_1^{(V)} = 2,40$ Hz feststellbar ist. Diese Frequenz entspricht der ersten Eigenfrequenz nach dem Dachgeschoßausbau des Bauwerks.

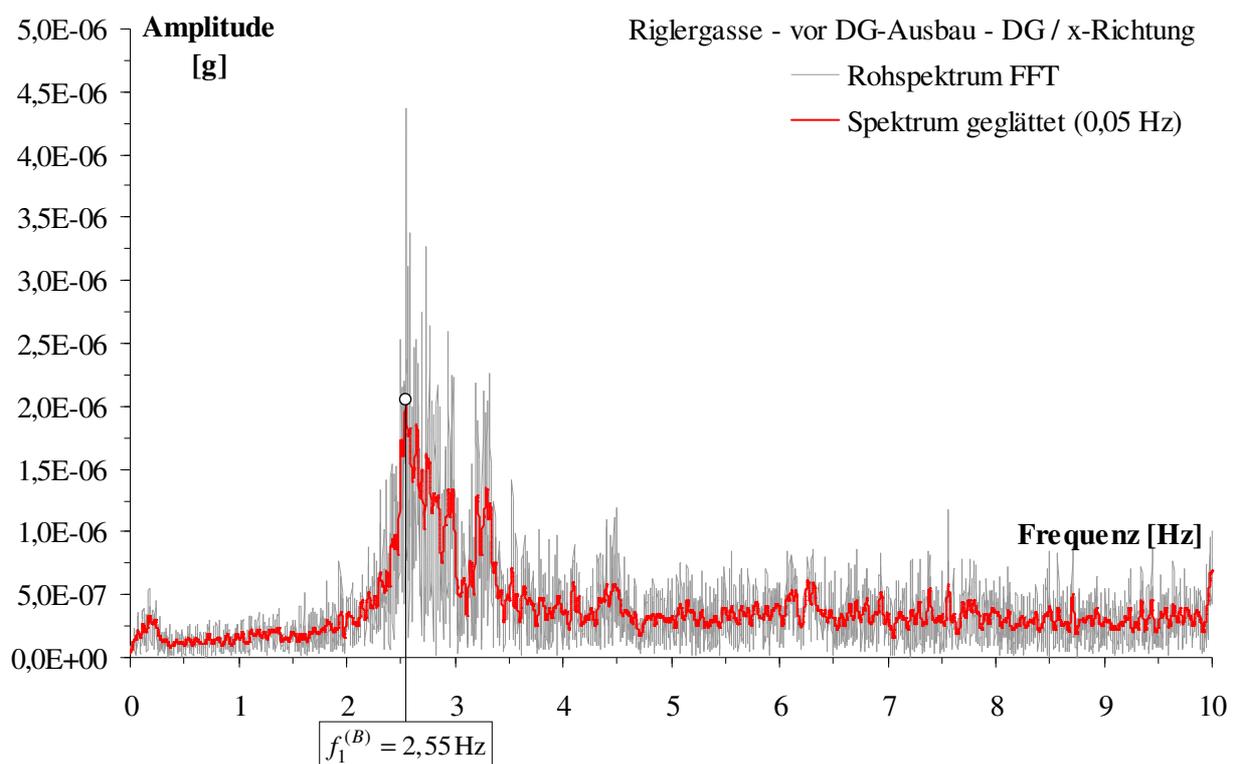


Abbildung 3.11: Frequenzspektrum zufolge FFT der Schwingungskomponente in x-Richtung vor dem DG-Ausbau (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Position des Beschleunigungsaufnehmers im 1. Dachgeschoß des Objekts Riglergasse 10.

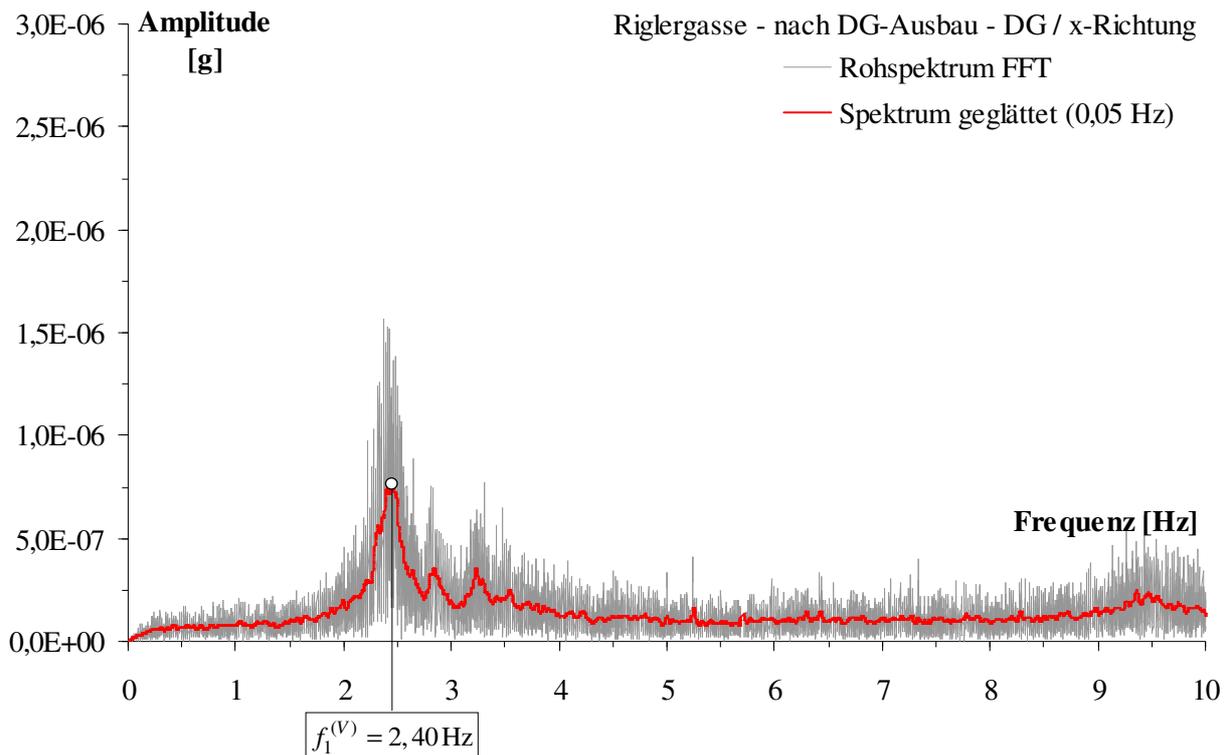


Abbildung 3.12: Frequenzspektrum zufolge FFT der Schwingungskomponente in x-Richtung nach dem DG-Ausbau (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Position des Beschleunigungsaufnehmers im 1. Dachgeschoß des Objekts Riglergasse 10.

Aus der direkten Gegenüberstellung der Untersuchungsergebnisse vor und nach dem Dachgeschoßausbau ist eine Reduktion der ersten Eigenfrequenz erkennbar. In Tabelle 3.2 sind die ersten Eigenfrequenzen der Biegeschwingung in x-Richtung vor und nach dem Dachgeschoßausbau gegenübergestellt.

	1. Eigenfrequenz
Messtechnische Untersuchung vor dem Dachgeschoßausbau (Messung am 18. Juli 2006)	2,55 Hz
Messtechnische Untersuchung nach dem Dachgeschoßausbau (Messung am 11. Juli 2007)	2,40 Hz

Tabelle 3.2: Gegenüberstellung der ersten Eigenfrequenzen in der maßgeblichen x-Richtung aus der Systemidentifikation des Objekts Riglergasse 10 vor und nach dem Dachgeschoßausbau.

Entsprechend dieses Ergebnisses verringert sich die erste Eigenfrequenz um 0,15 Hz (ca. 6 %) nach dem Dachgeschoßausbau gegenüber dem Zustand vor dem Dachgeschoßausbau. Da sich die strukturellen Änderungen des Objekts, abgesehen vom Einbau eines Liftschachts auf die Umbauarbeiten im Dachgeschoß, beschränken, wird vorerst die Änderung der Eigenfrequenz auf die Erhöhung der Gebäudemasse zurückgeführt.

Aus den messtechnischen Untersuchungen konnte eine zweite eindeutige Frequenzantwort vorwiegend in den Antwortspektren in y-Richtung und damit als Biegeeigenfrequenz in y-Richtung identifiziert werden. Diese liegt für die Basismessung bei einer Frequenz von $f_2^{(B)} = 4,35$ Hz und für die Verifikationsmessung bei einer Frequenz von $f_2^{(V)} = 4,05$ Hz. Da jedoch ein wesentlicher Einfluss des Eigenschwingungsverhaltens in y-Richtung durch die benachbarten Gebäude nachgewiesen werden konnte [Furtmüller, 2010] wird diese Eigenfrequenz nicht für den Nachweis des Steifigkeitsabfalls herangezogen.

Für die identifizierte erste Eigenfrequenz werden punktuell an den Sensorpositionen im Stiegenhaus die zu dieser Eigenfrequenz gehörige Eigenschwingungsform ermittelt. Wie in Abschnitt 3.4.2 erläutert werden im Frequenzbereich die Schwingungsantworten so gefiltert, dass nur noch der zur identifizierten Eigenfrequenz gehörige Anteil verbleibt. Anschließende Rücktransformation liefert im Zeitbereich einen Ausschwingvorgang. Exemplarisch sind in Abbildung 3.13 die so ermittelten Zeitverläufe der Gebäudeantwort vor dem Dachgeschoßausbau der 3 Regelgeschosse und des Dachgeschoßes an der Sensorposition im Stiegenhaus dargestellt. Das Verhältnis der Antwortamplituden der einzelnen Geschosse entspricht dem Verhältnis der Amplituden der Eigenschwingungsform $\phi_1^{(B)}$ an der betrachteten Gebäudeposition.

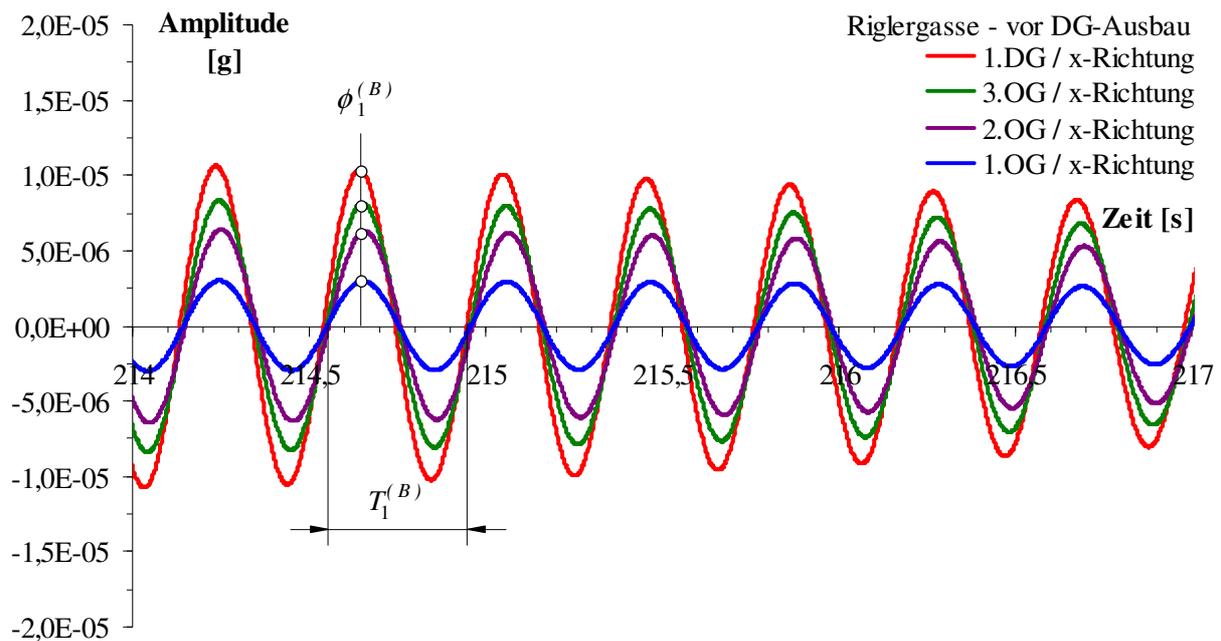


Abbildung 3.13: Gefilterter Beschleunigungszeitverlauf der Schwingungsantwort in x-Richtung des Objekts Riglergasse 10 vor Ausbau des Dachgeschoßes. Darstellung der Auswertung der zugehörigen Eigenform der ersten Eigenschwingung bei $f_1^{(B)} = 2,55$ Hz ($T_1^{(B)} = 0,392$ s).

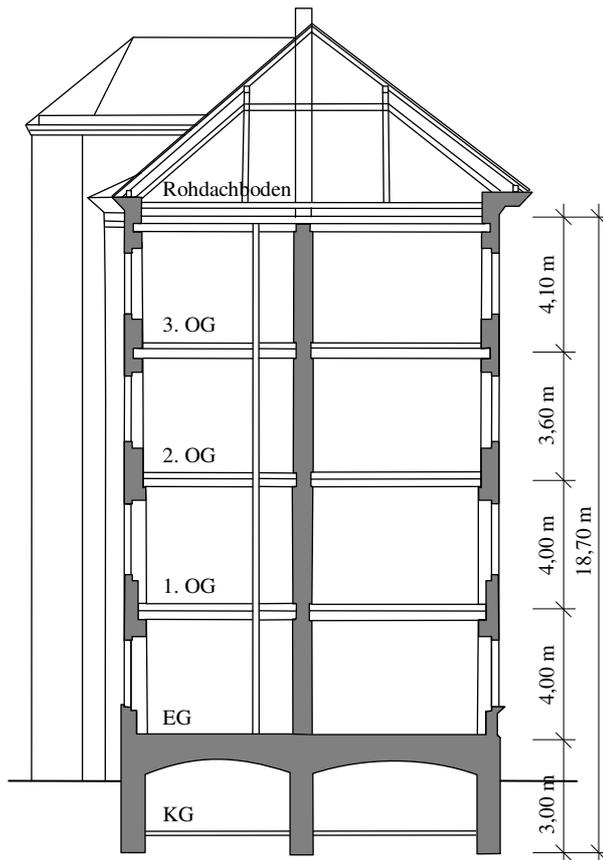
Die Auswertung beweist die Annahme, dass die zu dieser Eigenfrequenz gehörige Eigenschwingungsform einer reinen Biegeschwingung in x-Richtung entspricht. Da diese Eigenschwingungsform keinen Knoten aufweist, entspricht diese der Grundschwingungsform. Die identifizierte Frequenz $f_1^{(B)}$ ist damit tatsächlich die Grundeigenfrequenz. In Abbildung 3.14 sind die Grundschwingungsformen vor und nach

dem Dachgeschoßausbau dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass diese durch den Dachgeschoßausbau kaum verändert wird.

Neben den Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen des Gebäudes wurde auch die strukturelle Bauwerksdämpfung mit der in Abschnitt 3.4.3 beschriebenen Bandbreitenmethode untersucht. In Tabelle 3.3 ist der zur ersten Eigenfrequenz des Bauwerks zugehörige dimensionslose Bauwerkskoeffizient vor und nach dem Dachgeschoßausbau dargestellt. Aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse ist eine geringfügige Reduktion des dimensionslosen Dämpfungskoeffizienten erkennbar. Diese Reduktion kann darauf zurückgeführt werden, dass durch die Steifigkeitserhöhung die Schwingungsamplitude kleiner ist und dadurch auch die Reibungseffekte verringert werden.

Methode	Strukturelle Bauwerksdämpfung Dimensionsloser Dämpfungskoeffizient [%]	
	$\zeta_1^{(B)}$ (Basismessung)	$\zeta_1^{(V)}$ (Verifikationsmessung)
Bandbreitenmethode	4,02	3,76

Tabelle 3.3: Ergebnisse der Bestimmung der strukturelle Bauwerksdämpfung mit Hilfe der Bandbreitenmethode für die Basis- und Verifikationsmessung, Testobjekt Riglergasse 10.



vor dem Dachgeschoßausbau

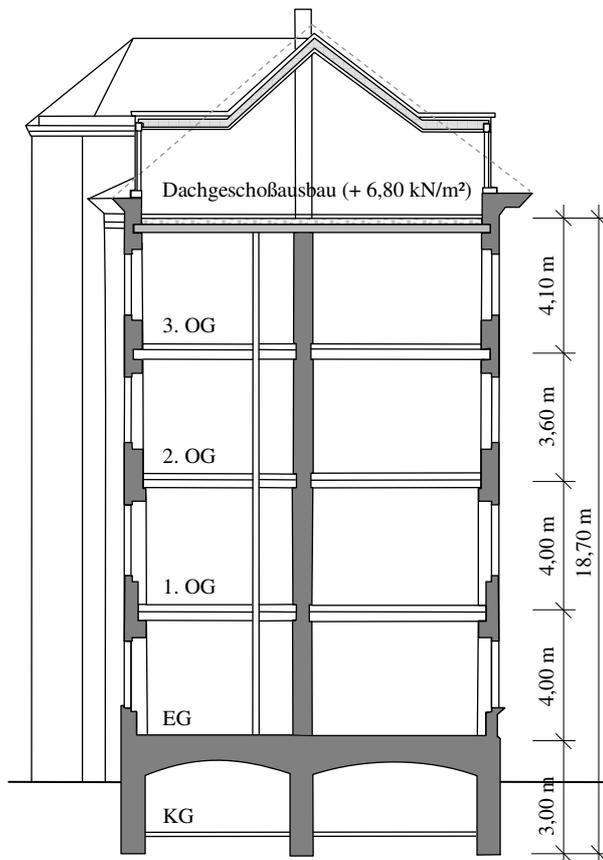
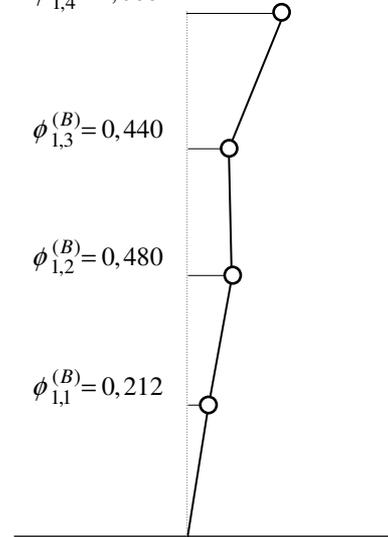
$$f_1^{(B)} = 2,55 \text{ Hz}$$

$$\phi_{1,4}^{(B)} = 1,000$$

$$\phi_{1,3}^{(B)} = 0,440$$

$$\phi_{1,2}^{(B)} = 0,480$$

$$\phi_{1,1}^{(B)} = 0,212$$



nach dem Dachgeschoßausbau

$$f_1^{(V)} = 2,40 \text{ Hz}$$

$$\phi_{1,4}^{(V)} = 1,000$$

$$\phi_{1,3}^{(V)} = 0,624$$

$$\phi_{1,2}^{(V)} = 0,469$$

$$\phi_{1,1}^{(V)} = 0,265$$

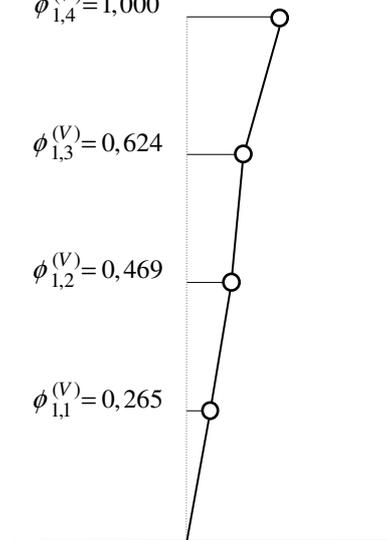


Abbildung 3.14: Eigenformen der ersten Eigenfrequenz des Objekts Riglergasse 10 vor und nach dem Ausbau des Dachgeschoßes im Bereich des Stiegenhauses.

3.5.4 Vergleichsrechnung mittels numerischer Modellierung

Um die aus der Systemidentifikation ermittelte Änderung der ersten Eigenfrequenz verifizieren zu können und die Auswirkungen auf die globale Steifigkeit abzuschätzen, wurde ein vereinfachtes zweidimensionales Modell herangezogen, welches in Abbildung 3.15 dargestellt ist.

Das Gebäude wurde dabei als Mehrmassenschwinger modelliert. Die einzelnen Punktmassen entsprechen den ständigen Massen gemäß den vorhandenen Planunterlagen und wurden geschoßweise konzentriert angenommen. Das in sich sehr steife Kellergeschoß, welches zudem in den umgebenden Untergrund eingebunden ist, wird dabei als starr angenommen. Die Steifigkeit der Riegel kann durch die Idealisierung als Mehrmassenschwinger mit der tatsächlichen Steifigkeit der Mauerwerkswände nicht direkt verglichen werden und wird daher als effektive Steifigkeit K angegeben.

In einem ersten Schritt wurde die effektive Riegelsteifigkeit so lange variiert, bis die erste Eigenfrequenz des Modells mit jener der messtechnischen Untersuchung des ursprünglichen Gebäudezustands übereinstimmte. In der ersten Spalte der Tabelle 3.4 sind die Parameter des Modells dieses Zustands eingetragen.

Dem Modell des idealisierten Gebäudes wurde anschließend die zusätzliche Masse aus dem Dachgeschoßausbau hinzugefügt. Daraus ergeben sich unter der Voraussetzung, dass die übrigen Parameter nicht verändert werden, die in Spalte 2, Tabelle 3.4 ermittelte erste Eigenfrequenz von 2,32 Hz.

Da diese jedoch kleiner als die mit 2,40 Hz messtechnisch bestimmte erste Eigenfrequenz ist, wurde in weiterer Folge die effektive Steifigkeit K so angepasst, dass die 1. Eigenfrequenz auch rechnerisch 2,40 Hz beträgt. Es resultiert daraus eine im Vergleich zum Originalzustand erhöhte effektive Biegesteifigkeit, wie in Spalte 3, Tabelle 3.4 dargestellt.

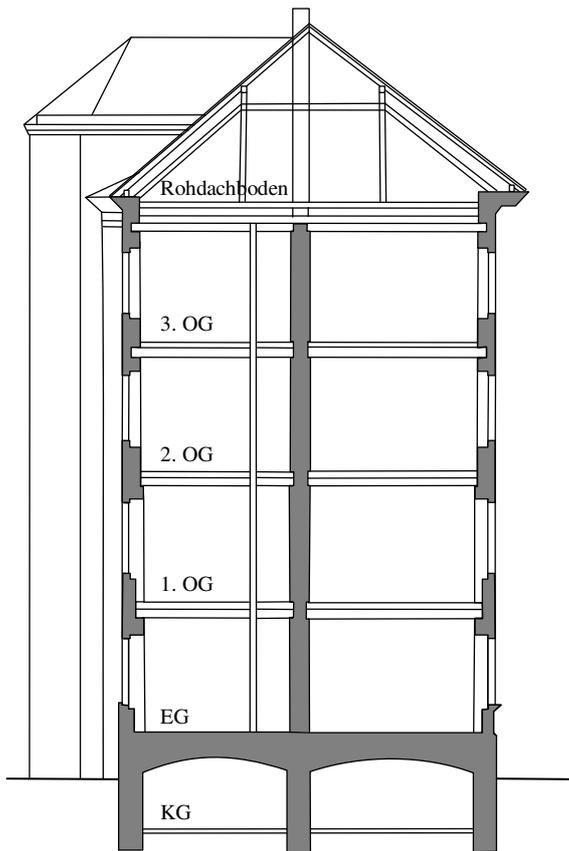
Neben der Erhöhung der Gebäudemasse durch den Dachgeschoßausbau, die zu einer erwartungsgemäßen Reduktion der ersten Eigenfrequenz bei gleich bleibender Steifigkeit des Gebäudes führt, kann aus den Untersuchungen geschlossen werden, dass es durch den Ausbau auch zu einer Erhöhung der globalen Steifigkeit der Struktur gekommen ist. Diese ist der neu errichteten Aufzugskonstruktion und der zusätzlich eingebauten Holz-Betonverbunddecke zuzuordnen, die anstelle der abschließenden Geschoßdecke des 3. Obergeschoß errichtet wurde.

Vergleicht man die effektiven Steifigkeiten K der Spalte 2 und 3 aus Tabelle 3.4 so ergibt sich eine relative Erhöhung von $\Delta K = 7,5 \%$.

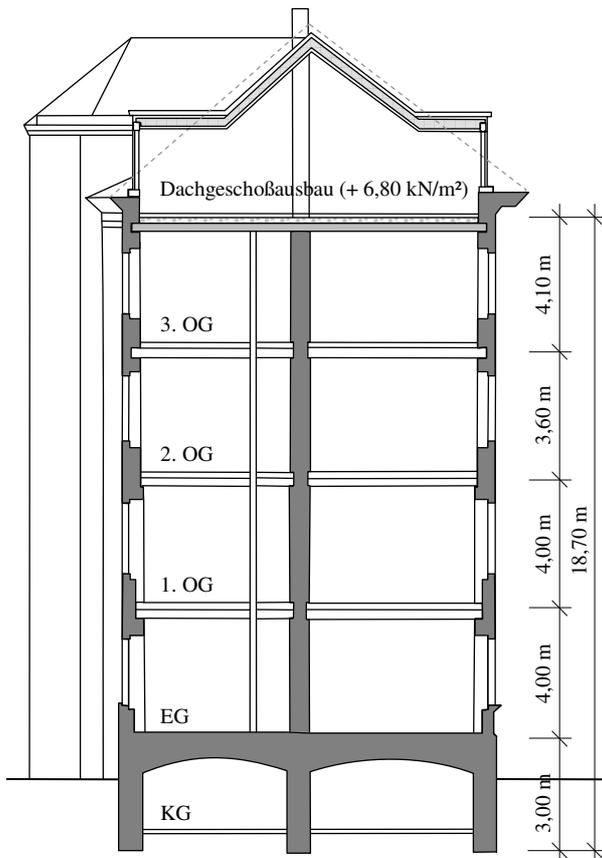
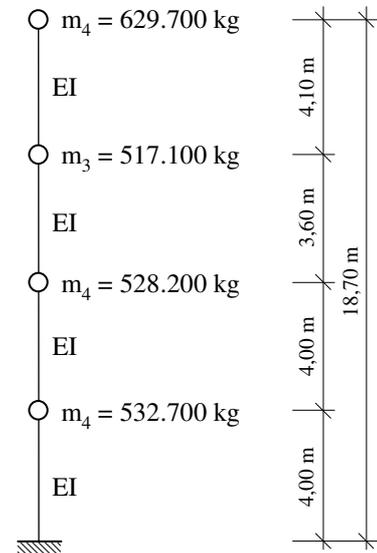
Spalte	①	②	③
Modellierter Gebäudezustand	Basiszustand	Basiszustand + 6,80 kN/m ² im DG	Basiszustand + 6,80 kN/m ² im DG + Steifigkeitserhöhung
Massenverteilung h = 4,0 m → m ₁ h = 8,0 m → m ₂ h = 11,6 m → m ₃ h = 15,7 m → m ₄	m ₁ = 629.700 kg m ₂ = 517.100 kg m ₃ = 528.200 kg m ₄ = 532.700 kg	m ₁ = 629.700 kg m ₂ = 517.100 kg m ₃ = 528.200 kg m ₄ = 532.700 kg	m ₁ = 821.200 kg m ₂ = 517.100 kg m ₃ = 528.200 kg m ₄ = 532.700 kg
Effektive Steifigkeit <i>K</i>	100 %	100 %	107,5 %
1. Eigenfrequenz	2,55 Hz	2,32 Hz	2,40 Hz

Tabelle 3.4: Modellparameter der numerischen Simulation - Objekt Riglergasse 10.

Aus diesen Überlegungen kann die bisher geltende These, dass durch den Ausbau eines Rohdachbodens in Leichtbauweise der Bestandszustand des Gebäudes nicht verschlechtert wird, bestätigt werden. Gemäß den Ergebnissen kommt es durch die steifigkeitserhöhenden Maßnahmen sogar zu einem geringfügigen Anstieg der effektiven Steifigkeit *K* der Struktur.



vor dem Dachgeschoßausbau



nach dem Dachgeschoßausbau

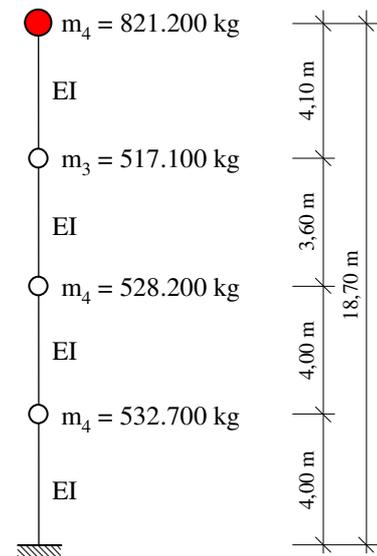


Abbildung 3.15: Ableitung des 2-dimensionalen Ersatzmodells am Objekt Riglergasse 10 vor und nach dem Ausbau des Dachgeschoßes.

3.6 Einfluss von Zwischenwänden, Holzdecken und der Dachkonstruktion auf die globalen dynamischen Strukturparameter eines Gründerzeithauses

Zwischenwände und Holzdecken von Gründerzeithäusern werden bei den Abschätzungen des Strukturwiderstands gegenüber Erdbeben zumeist vernachlässigt. Im Fall der Zwischenwände stützt sich diese Vorgangsweise auf die Annahme, dass Mauerwerkswände mit einer Wanddicke von einer Ziegelbreite ($d = 15 \text{ cm}$) bei dynamischer Belastung durch ein Erdbebenereignis bereits bei sehr geringer Anregung versagen. Unter diesen Umständen würden diese Zwischenwände nicht nur keinen Beitrag zum dynamischen Tragverhalten des Gebäudes leisten, sondern zudem auch eine direkte Gefahr für Personen im Inneren des Gebäudes darstellen, da in diesem Fall mit einem Versagen aus der Ebene zu rechnen wäre.

In ähnlicher Weise wurden bislang Holzbalkendecken (Holztramdecken und Dippelbaumdecken) aufgrund unzureichender Kenntnis ihrer Tragwirkung im Erdbebenfall nicht für die horizontale Lastverteilung berücksichtigt. Vielmehr wurde davon ausgegangen, dass sich durch fehlende Verschließungsmaßnahmen tragende Außen-, Mittel- und Innenmauern in ihrem Schwingverhalten entkoppelt verhalten.

Um den Einfluss von Zwischenwänden und Holztramdecken am seismischen Bauwerksverhalten zu erkunden, wurde im Rahmen des Forschungsprojekts SEISMID [SEISMID, 2011] ein aus der Gründerzeit stammendes Wohngebäude in der Spittelbreitengasse 30, 1120 Wien ausgewählt. Dieses Gebäude war zum Zeitpunkt der Untersuchungen bereits leer stehend. Zudem war das Gebäude für die experimentellen Untersuchungen nicht nur vollständig zugänglich, sondern konnte auch durch gezielten Abbruch von ausgewählten Gebäudeelementen effektiv analysiert werden [Achs, 2009].

3.6.1 Versuchsobjekt Spittelbreitengasse 30

Das untersuchte Gründerzeithaus mit zwei Gebäudeflügeln befand sich nordöstlich der Straßenkreuzung Spittelbreitengasse - Singrienergasse im 12. Wiener Gemeindebezirk und kann aufgrund seiner Anordnung und Ausführung der Hochgründerzeit zugeordnet werden („Bassenatyp“). Abbildung 3.16 zeigt die Lage des Gebäudes im Stadtgebiet von Wien und dessen Ausrichtung innerhalb der benachbarten Objekte. Der Grundriss des dreigeschossigen Gebäudes mit Kellergeschoß (nur im Bereich Spittelbreitengasse), Erdgeschoß, zwei identischen Obergeschoßen und dem Rohdachboden, die charakteristischen Schnitte durch beide Gebäudeflügel, sowie eine Ansicht des Gebäudes sind in Abbildung 3.17 dargestellt. Die Geschoßdecke zwischen Keller- und Erdgeschoß wurde als Ziegelgewölbedecke hergestellt. Die darüber liegenden Deckenkonstruktionen wurden als Dippelbaum- (Decke über Erdgeschoß, bzw. über 2. Obergeschoß) bzw. Holztramdecken (Decke über 1. Obergeschoß) ausgebildet. Das Gebäude, das Ende des 19. Jahrhunderts errichtet wurde, war zum Zeitpunkt der Untersuchungen nahezu im origi-

nenal Zustand erhalten. Lediglich ein geringfügiger Teil der Dachkonstruktion sowie die Decke über dem 2. Obergeschoß im Bereich der Gebäudeecke wurden nach Kriegsschäden 1950 saniert.

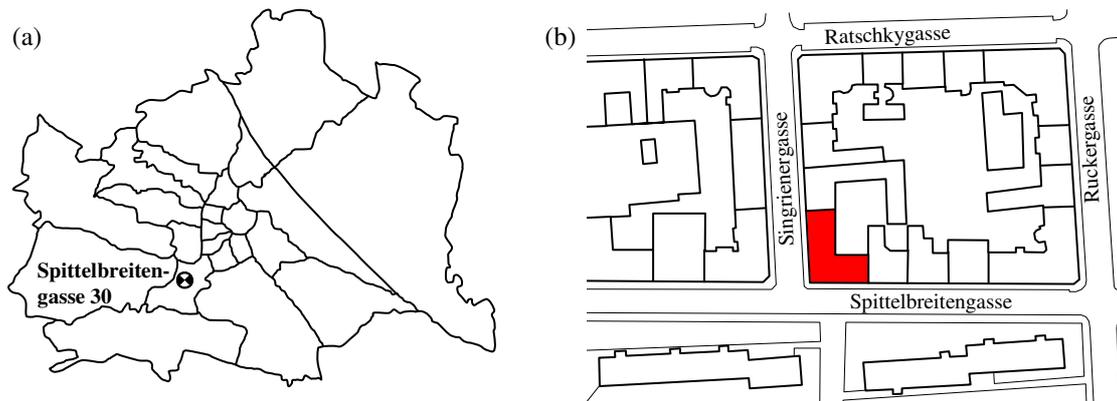


Abbildung 3.16: (a) Lage des Objekts Spittelbreitengasse 30, 1120 Wien; (b) Ausrichtung des Gebäudes innerhalb der benachbarten Objekte.

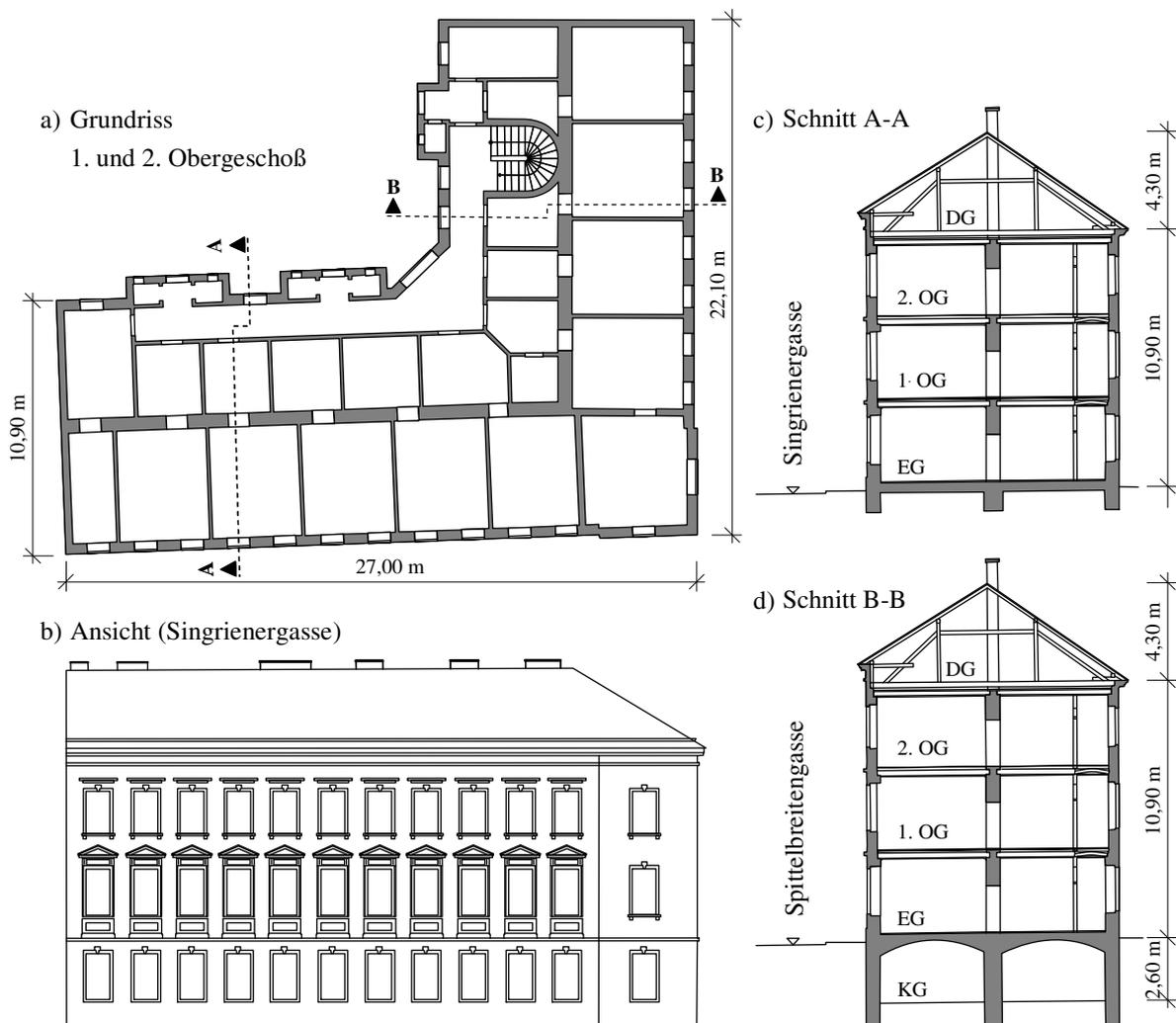


Abbildung 3.17: (a) Grundriss des 1. und 2. Obergeschoßes; (b) Ansicht des Versuchsobjekts Spittelbreitengasse 30; (c) Schnitt A-A, charakteristisch für den Gebäudeflügel parallel zur Singrienergasse; (d) Schnitt B-B charakteristisch für den Gebäudeflügel parallel zur Spittelbreitengasse.

Die Fassadengestaltung und das äußere Erscheinungsbild des Gebäudes sind, wie in Abbildung 3.18 zu sehen ist, eher schlicht ausgeführt. Gemeinsam mit der typischen Anordnung und Größe der Wohnungen entspricht das Versuchsobjekt damit einem charakteristischen Arbeiterzinshaus der Gründerzeit.



Abbildung 3.18: Untersuchungsobjekt Spittelbreitengasse 30, 12. Wiener Gemeindebezirk.

3.6.2 Untersuchungsablauf

Am Objekt Spittelbreitengasse 30 wurden Messungen bei verschiedenen Bauwerkszuständen vorgenommen. Zu diesem Zweck wurden vorab messtechnische Untersuchungen an dem im originären Zustand angetroffenen Gebäude durchgeführt. Die daraus erhaltenen Ergebnisse repräsentieren den Basiszustand des Gebäudes, der den Einfluss der tragenden Wände, der Holzdecken und sämtlicher Sekundärstrukturen, wie etwa der Zwischenwände beinhaltet.

Im Anschluss daran wurden schrittweise einzelne Elemente des Gebäudes entfernt und die Veränderungen der dynamischen Gebäudeparameter messtechnisch ermittelt. Folgende Zustände des Objekts wurden somit untersucht:

- Ursprünglich angetroffenes Gebäude ohne Veränderungen
- Partielle Entfernung der Holztramdecken (Gebäudetrakt parallel zur Spittelbreitengasse)
- Partielle Entfernung der Zwischenwände (Gebäudetrakt parallel zur Singrienergasse)
- Partielle Entfernung der Dachkonstruktion

Bei den Basismessungen und den jeweiligen Vergleichsmessungen wurde eine identische Aufstellung der Sensoren gewählt. Im vorliegenden Fall war das Untersuchungsobjekt zum Zeitpunkt der Basisuntersuchungen bereits vollständig unbewohnt. Dies ermöglichte eine freie Wahl der Sensorpositionen der Beschleunigungsaufnehmer und eine optimale Verbindung der Sensoren mit den tragenden Elementen der Struktur. Dazu wurden diese Positionen vor den messtechnischen Untersuchungen durch das Einstemmen von Nischen im tragenden Mauerwerk entsprechend vorbereitet wie in Anhang 3.6 zu sehen ist.

Aufgrund der L-förmigen Geometrie des Gebäudes wurden zwei Testquerschnitte ausgewählt, die in Abbildung 3.19 eingetragen sind. Mit Hilfe der experimentellen Ergebnisse am Testquerschnitt 1 wurde der Beitrag der Holztramdecken am globalen Schwingungsverhalten des Gebäudes untersucht. Andererseits wurde zu Beginn der Studie entschieden, dass mittels Messungen am Testquerschnitt 2 der Einfluss der Zwischenwände am globalen Schwingungsverhalten des Gebäudes nachgewiesen werden soll.

Der Einfluss der Entfernung der Dachkonstruktion auf die globalen dynamischen Strukturparameter konnte aufgrund des Ablaufs der Abbrucharbeiten am Testquerschnitt 2 nachgewiesen werden.

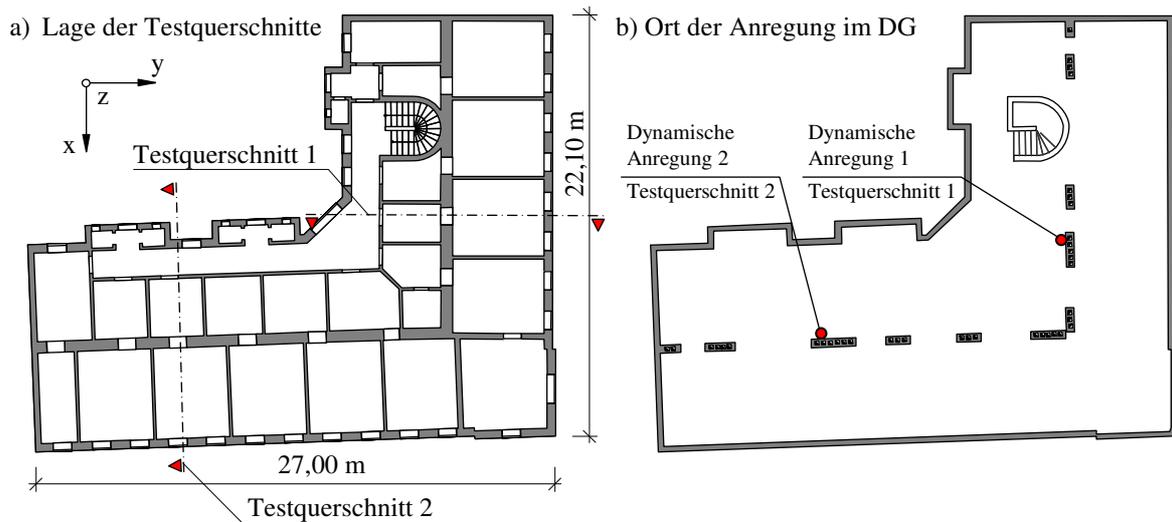


Abbildung 3.19: (a) Lage der Testquerschnitte 1 und 2; (b) Ort der impulsförmigen Anregung im Dachgeschoß.

3.6.3 Dynamische Messungen

Für die messtechnischen Untersuchungen wurden am Gesamtsystem und an beiden Testquerschnitten dreidimensionale Beschleunigungsaufnehmer des Typs Kinematics EpiSensor FBA ES-T direkt an den tragenden Wänden positioniert. In den Testquerschnitten wurden die Beschleunigungsaufnehmer geschößweise jeweils übereinander gestellt. Die Lage der Beschleunigungsaufnehmer in den Testquerschnitten 1 und 2 ist in Abbildung 3.20 dargestellt.

Um die räumliche Verteilung der Amplituden der Eigenschwingungsformen zu ermitteln, wurden zusätzlich für ausgewählte Messungen im 2. Obergeschoß und im Dachgeschoß die Sensoren horizontal verteilt aufgestellt wie Abbildung 3.21 entnommen werden kann. Dabei wurden die Beschleunigungsaufnehmer in den Gebäudeecken des 2. Obergeschoßes und des Dachgeschoßes positioniert, da an diesen Stellen erwartungsgemäß die größten Verformungen auftreten.

Die Beschleunigungsantwort wurde komponentenweise in drei orthogonale Richtungen aufgezeichnet. Wie in Abbildung 3.20 dargestellt, bezeichnet z die vertikale Richtung, x die horizontale Richtung parallel zur Spittelbreitengasse und y die horizontale Richtung parallel zur Singrienergasse.

Da das Gebäude während des gesamten Betrachtungszeitraums vollkommen unbewohnt war, war es möglich im Rahmen der Basismessung als auch während der Verifikationsmessungen das Bauwerk impulsförmig mit Hilfe eines horizontalen Impulsgewichts anzuregen. Zu diesem Zweck wurden ca. 50 kg Kies in ein Geotextil gefüllt und an einem Seil am Dachstuhl des Gebäudes befestigt. Der impulsförmige Stoß erfolgte durch horizontales Auslenken des Impulsgewichts und Anprall an die tragende Mittelmauer im Dachgeschoß wie Abbildung 3.20 dargestellt. Abbildung 3.20 zeigt die Lage der Anregung. Der Ablauf der messtechnischen Untersuchungen und deren Zeitpunkt ist in Tabelle 3.5 angegeben.

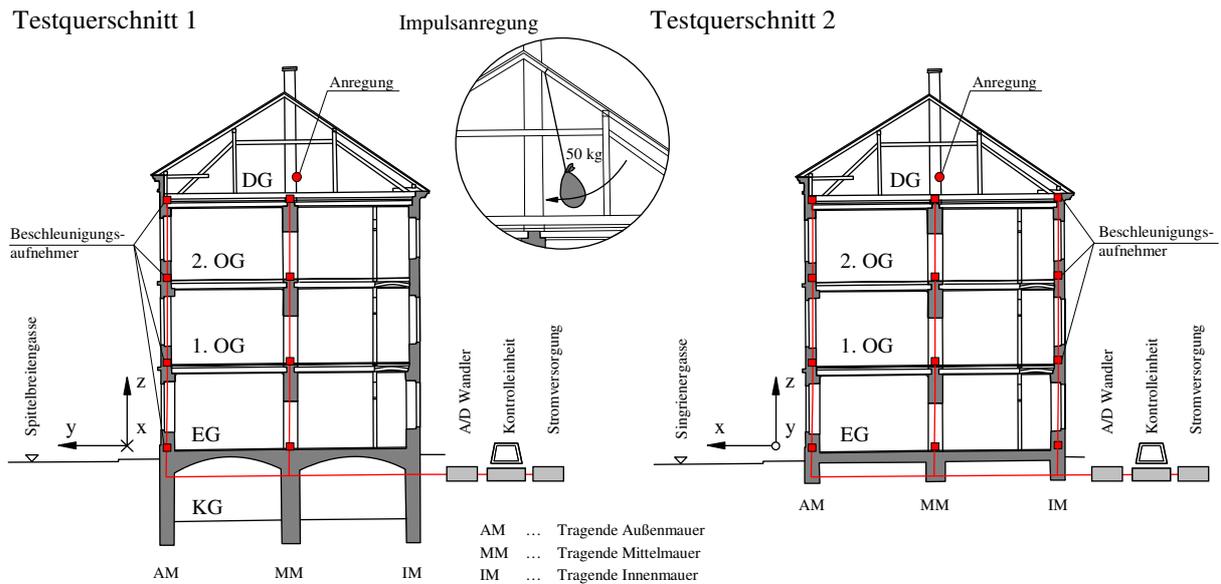


Abbildung 3.20: Verteilung der Beschleunigungsaufnehmer in Testquerschnitt 1 und 2; Position der Impulsanregung; Wahl des Koordinatensystems für die komponentenweise Aufzeichnung der Beschleunigungsantwort.

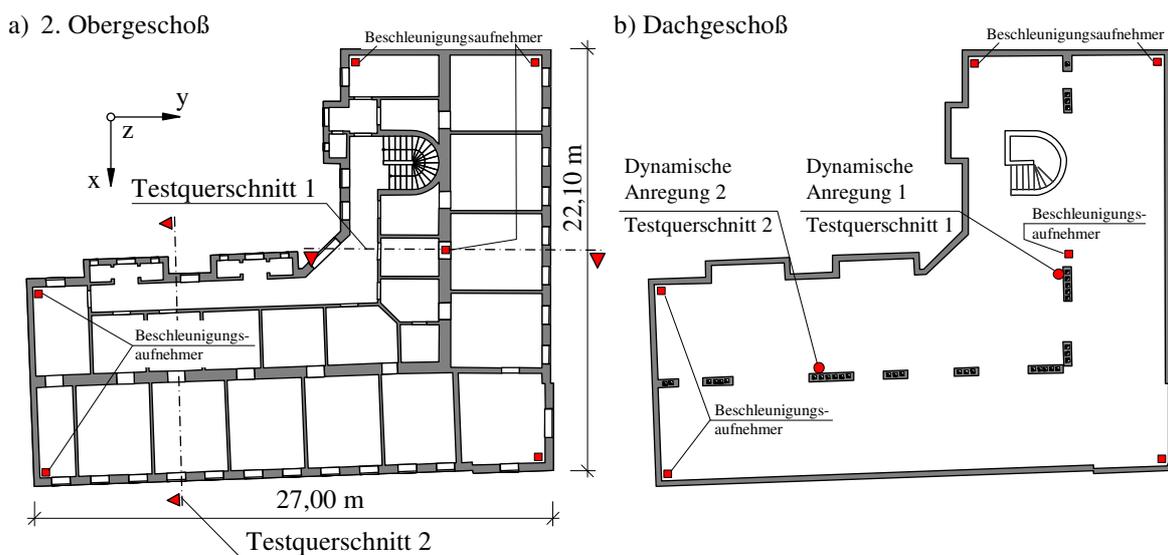


Abbildung 3.21: Verteilung der Beschleunigungsaufnehmer im (a) 2. Obergeschoß und (b) Dachgeschoß zur Untersuchung des Gesamtsystems; Position der Impulsanregung.

Messtechnische Untersuchung	Zeitpunkt
Basismessung Gesamtgebäude Gebäudezustand: Ursprünglich angetroffenes Gebäude ohne Veränderungen Messaufstellung: Beschleunigungsaufnehmer horizontal in den Gebäudenecken im 2. Obergeschoß und Dachgeschoß Anregung: Impulsförmig in y-Richtung, Testquerschnitt 1, Mittelmauer Dachgeschoß Impulsförmig in x-Richtung, Testquerschnitt 2, Mittelmauer Dachgeschoß	12. Sept. 2008
Basismessung Testquerschnitt 1 Gebäudezustand: Ursprünglich angetroffenes Gebäude ohne Veränderungen Messaufstellung: Beschleunigungsaufnehmer vertikal verteilt im Testquerschnitt 1 Anregung: Impulsförmig in y-Richtung, Testquerschnitt 1, Mittelmauer Dachgeschoß	15. Sept. 2008
Messtechnische Untersuchung Testquerschnitt 1 Gebäudezustand: Entfernung der Holztramdecken im Bereich von Testquerschnitt 1 Messaufstellung: Beschleunigungsaufnehmer vertikal verteilt im Testquerschnitt 1 Anregung: Impulsförmig in y-Richtung, Testquerschnitt 1, Mittelmauer Dachgeschoß	2. Okt. 2008
Basismessung Testquerschnitt 2 Gebäudezustand: Ursprünglicher Zustand im Bereich von Testquerschnitt 2 Entfernung der Holztramdecken im Bereich von Testquerschnitt 1 Messaufstellung: Beschleunigungsaufnehmer vertikal verteilt im Testquerschnitt 2 Anregung: Impulsförmig in x-Richtung, Testquerschnitt 2, Mittelmauer Dachgeschoß	11. Okt. 2008
Messtechnische Untersuchung Testquerschnitt 2 Gebäudezustand: Entfernung der Zwischenwände im Bereich von Testquerschnitt 2 Entfernung der Holztramdecken im Bereich von Testquerschnitt 1 Messaufstellung: Beschleunigungsaufnehmer vertikal verteilt im Testquerschnitt 2 Anregung: Impulsförmig in x-Richtung, Testquerschnitt 2, Mittelmauer Dachgeschoß	12. Dez. 2008
Messtechnische Untersuchung Gesamtgebäude Gebäudezustand: Entfernung der Zwischenwände im Bereich von Testquerschnitt 2 Entfernung der Holztramdecken im Bereich von Testquerschnitt 1 Messaufstellung: Beschleunigungsaufnehmer horizontal in den Gebäudenecken im 2. Obergeschoß und Dachgeschoß Anregung: Impulsförmig in y-Richtung, Testquerschnitt 1, Mittelmauer Dachgeschoß Impulsförmig in x-Richtung, Testquerschnitt 2, Mittelmauer Dachgeschoß	12. Dez. 2008
Messtechnische Untersuchung Testquerschnitt 2¹⁾ Gebäudezustand: Teilweise Entfernung der Dachkonstruktion Entfernung der Zwischenwände im Bereich von Testquerschnitt 2 Entfernung der Holztramdecken im Bereich von Testquerschnitt 1 Messaufstellung: Beschleunigungsaufnehmer vertikal verteilt im Testquerschnitt 2 Anregung: Impulsförmig in x-Richtung, Testquerschnitt 2, Mittelmauer Dachgeschoß	3. Sept. 2009
¹⁾ Aus Sicherheitsgründen nur mehr im Bereich von Testquerschnitt 2 möglich	

Tabelle 3.5: Ablauf der messtechnischen Untersuchungen, Testobjekt Spittelbreitengasse 30.

In den folgenden Abschnitten sind die messtechnisch ermittelten Ergebnisse in den einzelnen Gebäudezuständen erläutert.

3.6.4 Globale dynamische Strukturparameter des Gebäudes im Originalzustand

Als Grundlage für die in weiterer Folge durchgeführten Verifikationsmessungen wurde zuerst das bestehende Gebäude in seinem zum Zeitpunkt der experimentellen Analyse vorgefundenen Zustand messtechnisch erfasst. Dabei wurden einerseits beide in Abbildung 3.20 dargestellten Testquerschnitte getrennt voneinander untersucht, andererseits zusätzlich auch das Gesamtgebäude, um die auftretenden Eigenschwingungsformen identifizieren zu können. Die Auswertung der messtechnischen Daten erfolgte gemäß der in Abschnitt 3.4 beschriebenen Vorgangsweise.

3.6.4.1 Schwingungsantwort des Gebäudes im Originalzustand - Testquerschnitt 1

Bei den dynamischen Messungen wurden die Beschleunigungsantworten der Gebäudestruktur mit Hilfe der über den Testquerschnitt 1 verteilten Aufnehmer aufgezeichnet. Im Anschluss daran wurden die Signale mit Hilfe des in Abschnitt 3.3 dargestellten Ablaufs konditioniert und abgebildet. Aus den gemessenen Beschleunigungsantworten zufolge der impulsförmigen Anregung wurden für die weitere Auswertung Signalabschnitte ausgewählt, innerhalb derer eine möglichst geringe Störung durch Fremdanregung, z.B. durch den Straßenverkehr, gegeben war.

Ein Ausschnitt aus den gemessenen Beschleunigungszeitverläufen zufolge der Anregung der Mittelmauer über dem Testquerschnitt 1 in y-Richtung ist exemplarisch für die x-Komponente (parallel zur Spittelbreitengasse) in Abbildung 3.22 und für die y-Komponente (normal zur Spittelbreitengasse) in Abbildung 3.23 dargestellt. In den Zeitverläufen sind die Zeitpunkte der impulsartigen Anregung eindeutig erkennbar. Im Vergleich zu den Antworten zufolge ambienter Anregung, die jeweils vor und nach einem Impuls auftreten, weisen die dargestellten Beschleunigungsspitzen wesentlich größere Amplituden von bis zu $a = 0,20$ g auf. Damit liegt die auftretende Schwingung der Struktur im fühlbaren Bereich der menschlichen Wahrnehmung [ÖNORM S 9012, 2010].

Zur Identifikation der Eigenfrequenzen der Struktur wurden die Beschleunigungsantworten im Zeitverlauf mit Hilfe der FFT-Analyse in den Frequenzbereich transformiert, wie in Abschnitt 3.4 erläutert wurde. Die daraus ermittelten Frequenzspektren der Schwingungskomponente in x-Richtung des Testquerschnitts 1 sind in Abbildung 3.24, jene Frequenzspektren der Schwingungskomponente in y-Richtung sind in Abbildung 3.25 dargestellt.

Das Schwingungsverhalten in y-Richtung ist im Vergleich zu jenem in x-Richtung deutlicher ausgeprägt, was einerseits an der in y-Richtung gerichteten Anregung, andererseits an den Steifigkeitsverhältnissen des Gebäudes im Grundriss, aber auch an der Verbindung des Untersuchungsobjekts mit den angrenzenden Gebäuden liegt. Die dominierenden Antworten in y-Richtung sind mit wesentlich geringeren Amplituden bei den gleichen Frequenzen auch in x-Richtung erkennbar. Dies deutet darauf hin, dass es sich bei den zugehörigen Eigenschwingungsformen um keine reine Biegeschwingung, sondern um eine Biegedrillschwingung (Kopplung Biegung mit Torsion) handelt. Bei dem untersuchten Objekt tritt diese

Kopplung durch den ungleichförmigen Grundriss und die Verteilung der Steifigkeitselemente in allen untersuchten Positionen auf.

Zusammenfassend kann davon ausgegangen werden, dass die Hauptkomponente der dominierenden Schwingungsrichtung im Testquerschnitt 1 mit der y Richtung des gewählten kartesischen Koordinatensystems übereinstimmt.

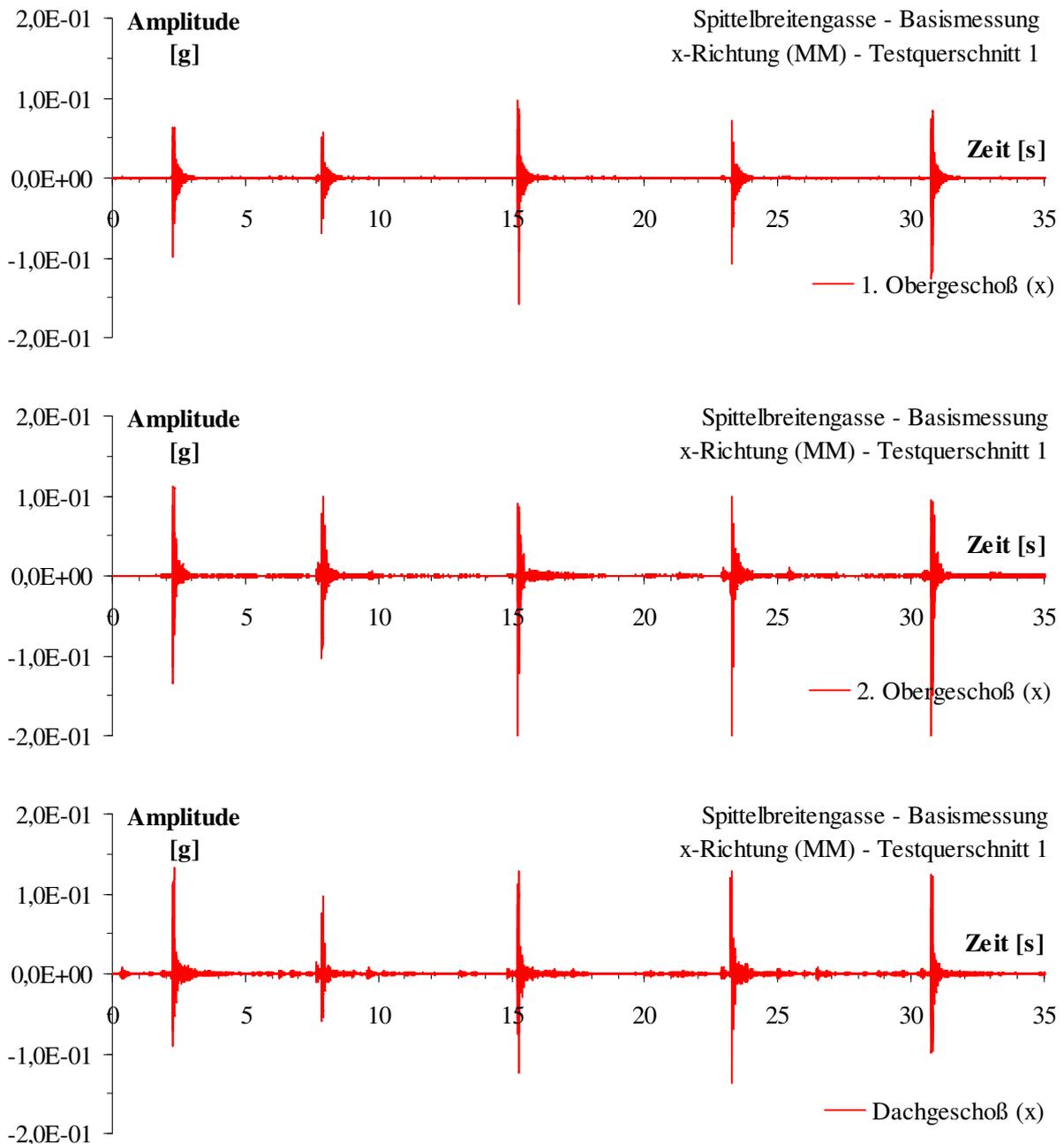


Abbildung 3.22: Zeitverläufe der x-Komponenten der Schwingungsantworten des Objekts Spittelbreitengasse 30 zufolge impulsförmiger Anregung für die Geschoße 1. Obergeschoß, 2. Obergeschoß und Dachgeschoß, Testquerschnitt 1.

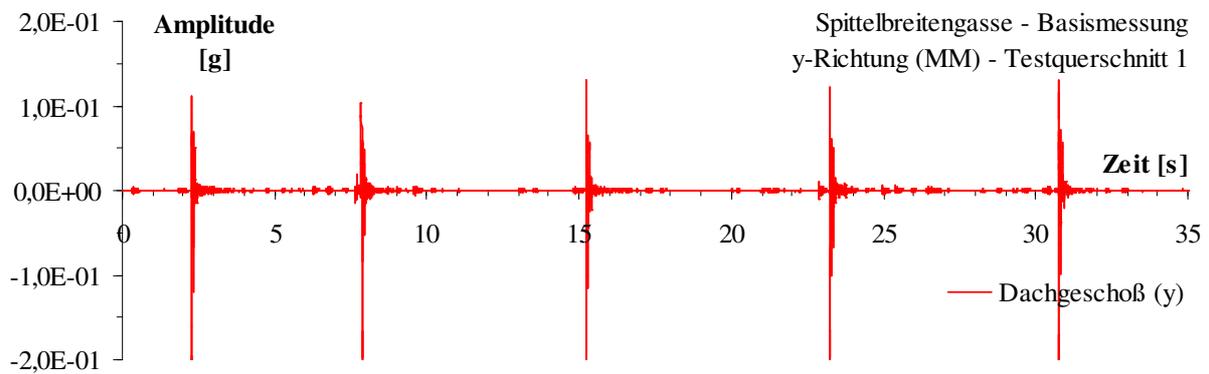
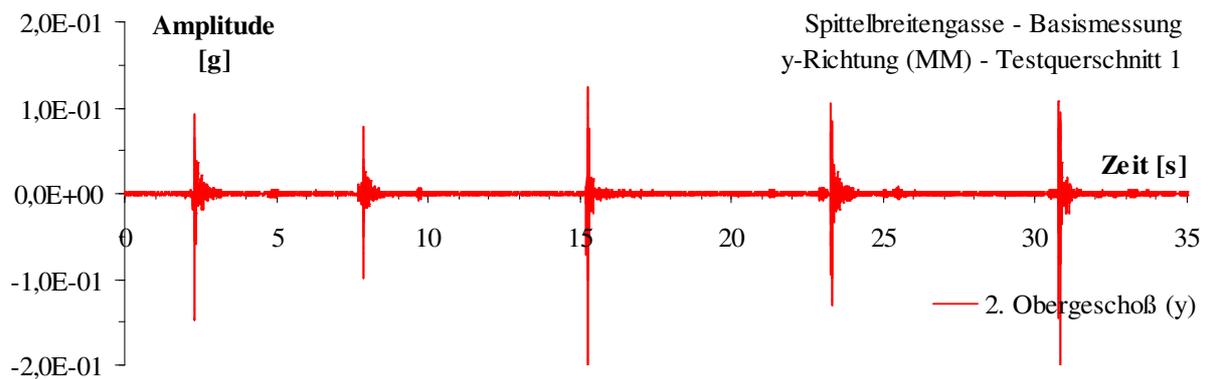
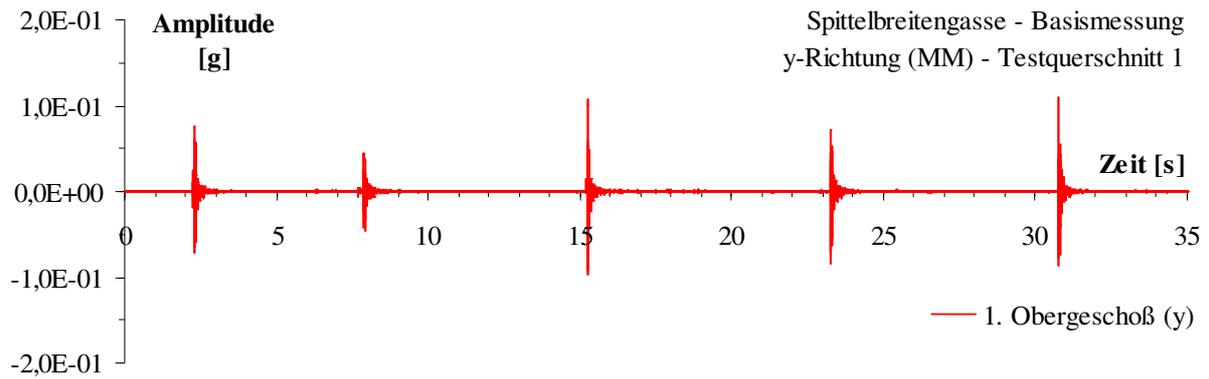


Abbildung 3.23: Zeitverläufe der y-Komponenten der Schwingungsantworten des Objekts Spittelbreitengasse 30 zufolge impulsförmiger Anregung für die Geschoße 1. Obergeschoß, 2. Obergeschoß und Dachgeschoß, Testquerschnitt 1.

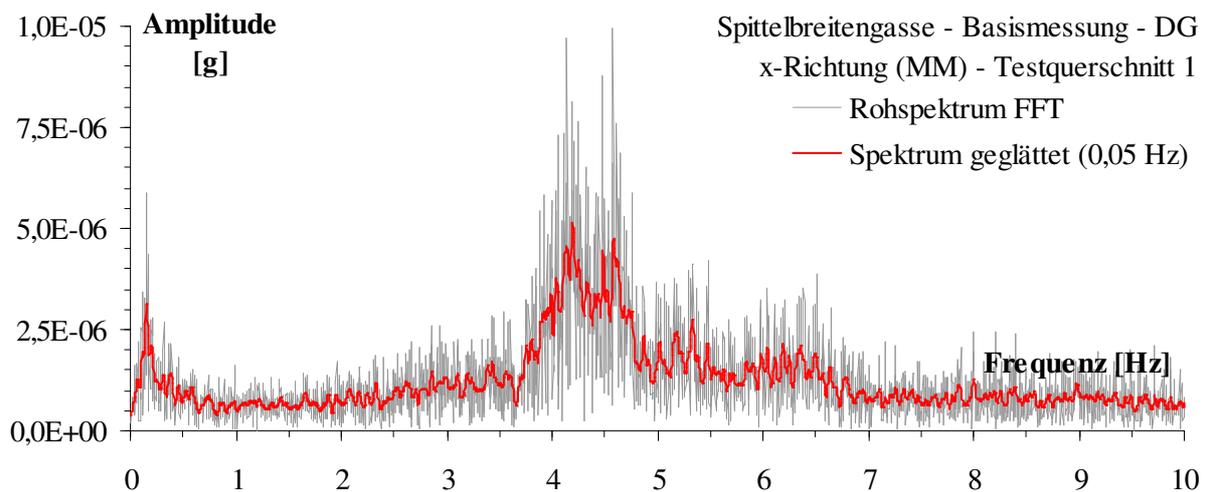
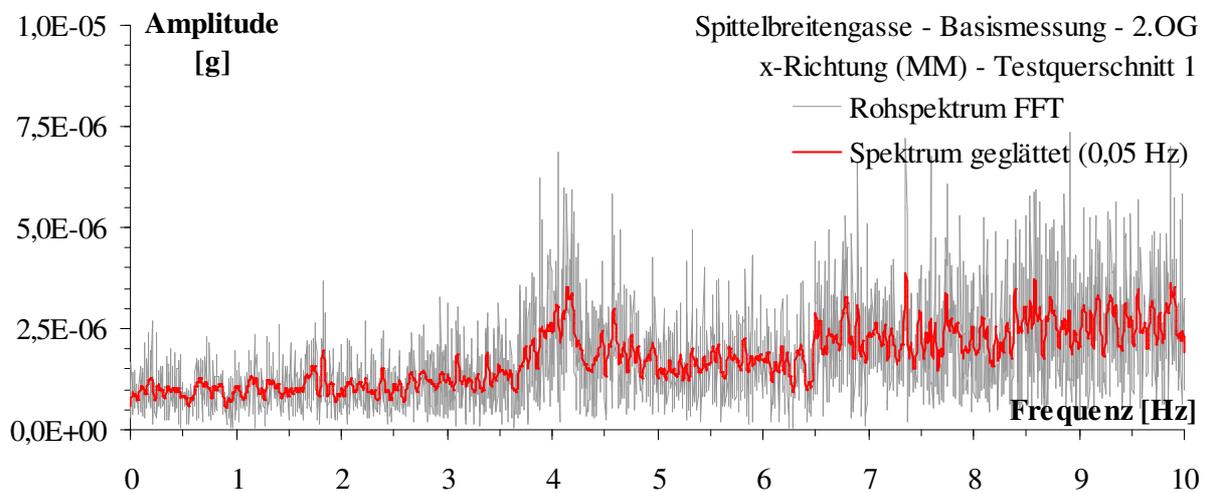
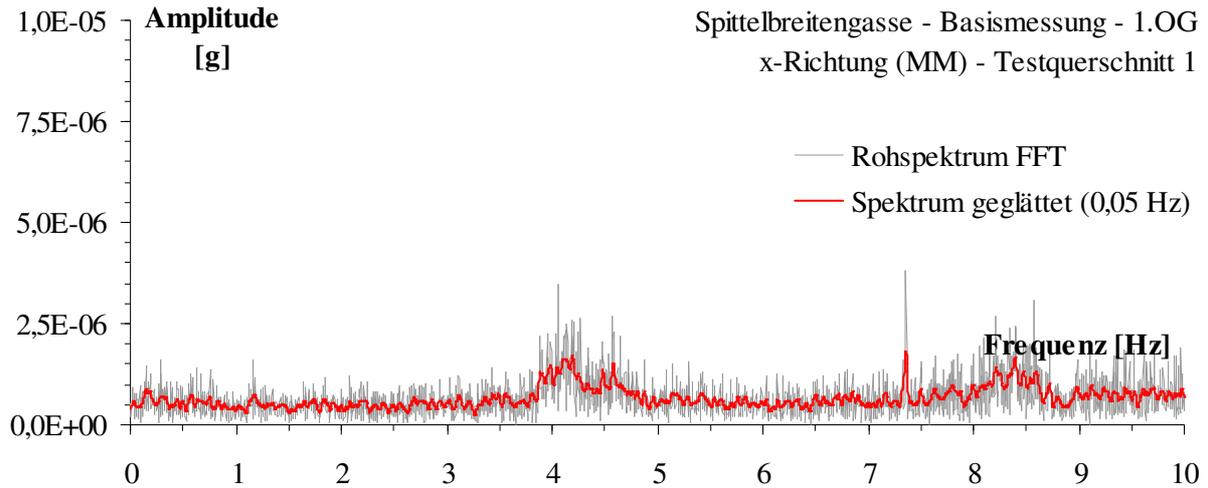


Abbildung 3.24: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in x-Richtung (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 1, Basismessung, Position der Beschleunigungsaufnehmer auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

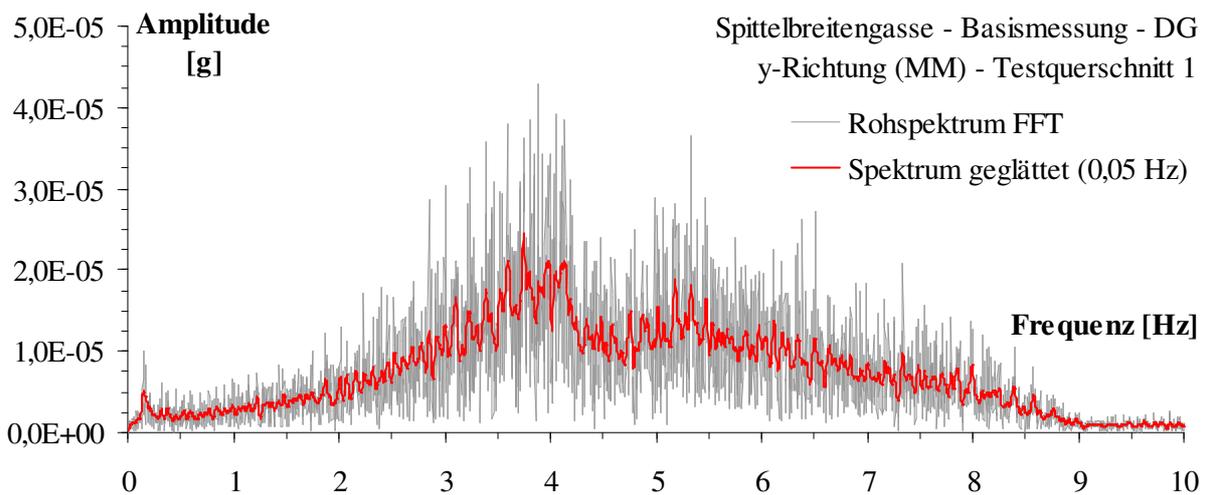
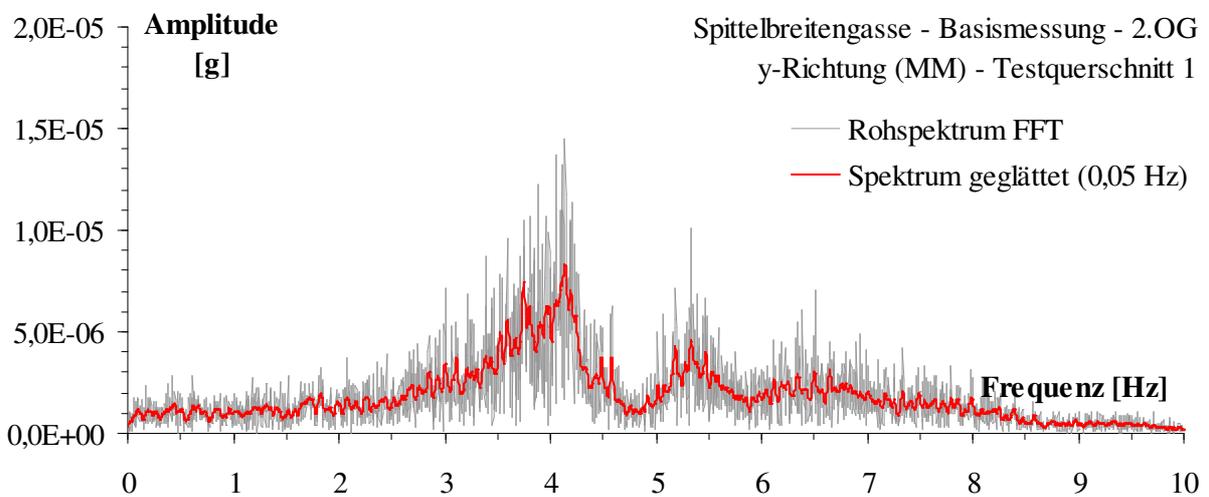
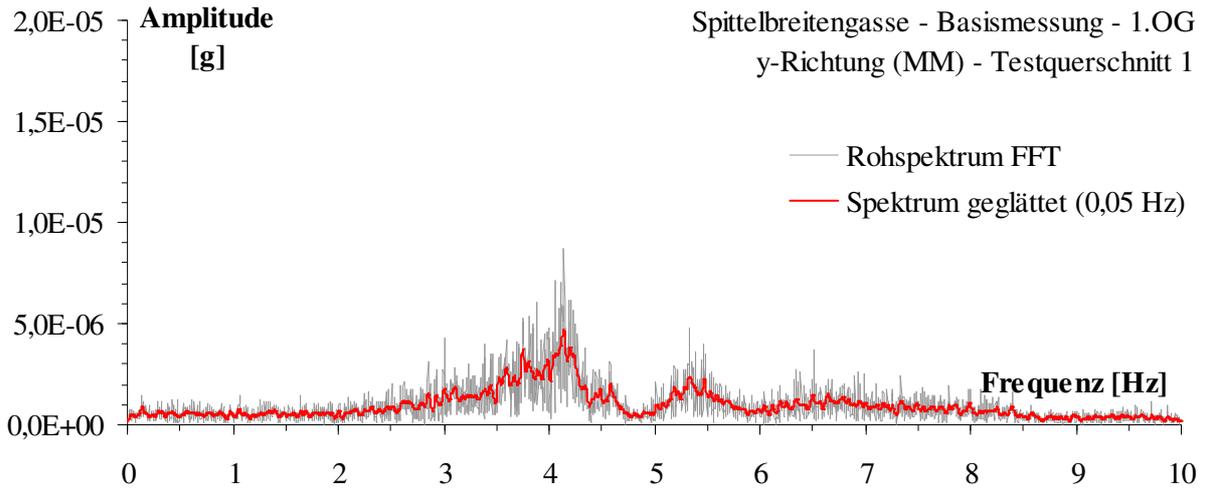


Abbildung 3.25: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in y-Richtung (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 1, Basismessung, Position der Beschleunigungsaufnehmer auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

3.6.4.2 Schwingungsantwort des Gebäudes im Originalzustand - Testquerschnitt 2

Analog zu den dynamischen Messungen im Testquerschnitt 1 wurden auch bei den Untersuchungen im Testquerschnitt 2 die Beschleunigungsantworten der Gebäudestruktur mit Hilfe der über den Testquerschnitt 2 verteilten Aufnehmer aufgezeichnet. Die impulsförmige Anregung erfolgte in x-Richtung auf die Mittelmauer im Dachgeschoß. Ein repräsentativer Abschnitt der daraus ermittelten Beschleunigungszeitverläufe ist exemplarisch für die x-Komponente (normal zur Singrienergasse) in Abbildung 3.26 und für die y-Komponente (parallel zur Singrienergasse) in Abbildung 3.27 dargestellt.

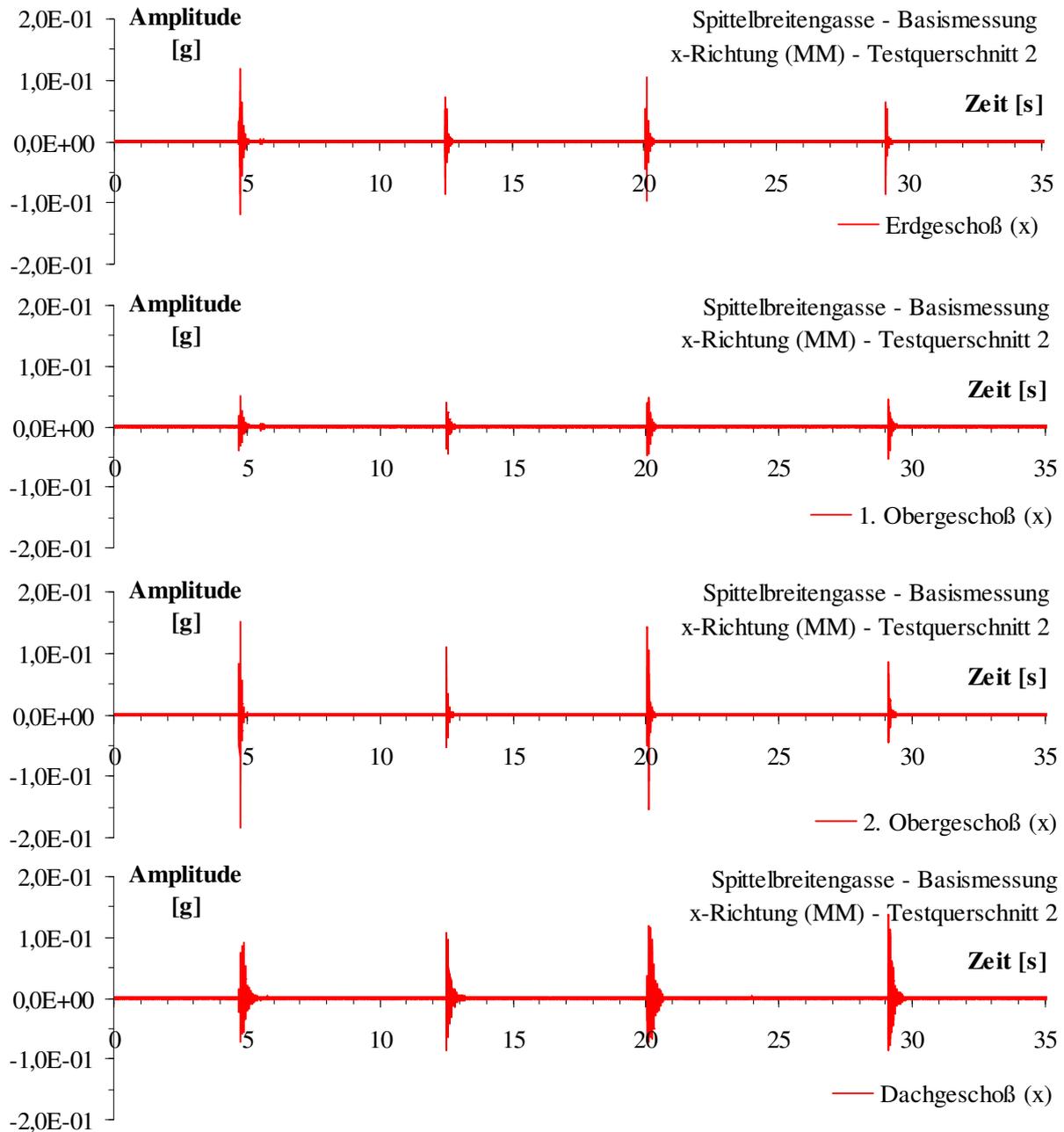


Abbildung 3.26: Zeitverläufe der x-Komponenten der Schwingungsantworten des Objekts Spittelbreitengasse 30 zufolge impulsförmiger Anregung für die Geschoße Erdgeschoß, 1. Obergeschoß, 2. Obergeschoß und Dachgeschoß, Testquerschnitt 2.

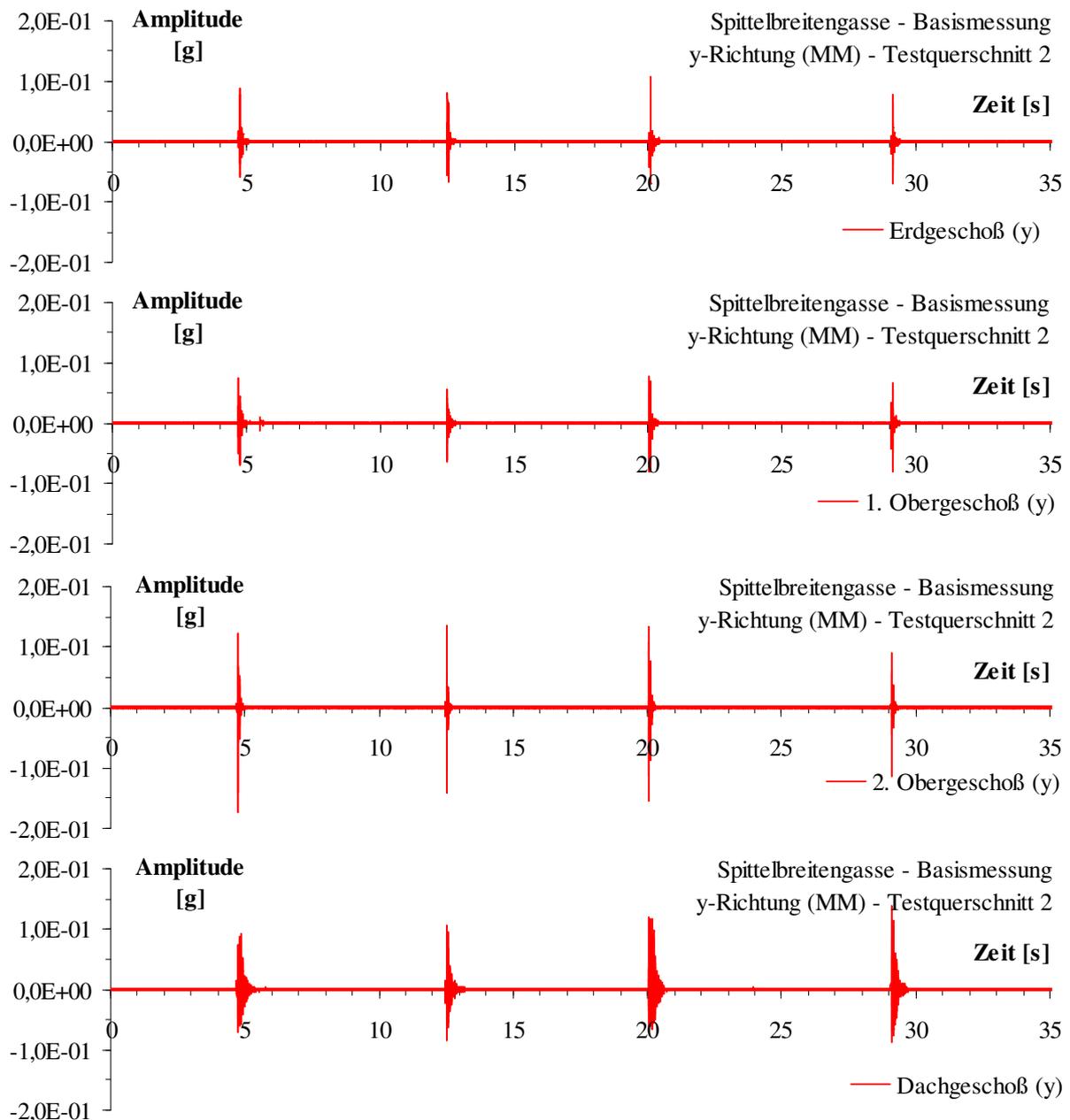


Abbildung 3.27: Zeitverläufe der y-Komponenten der Schwingungsantworten des Objekts Spittelbreitengasse 30 zufolge impulsförmiger Anregung für die Geschoße Erdgeschoß, 1. Obergeschoß, 2. Obergeschoß und Dachgeschoß, Testquerschnitt 2.

Die Frequenzspektren der Schwingungskomponente in x-Richtung der verschiedenen Geschoße des Testquerschnitts 2 sind in Abbildung 3.28 dargestellt. Im Vergleich dazu zeigen die in Abbildung 3.29 gezeigten Frequenzspektren der Schwingungskomponente in y-Richtung deutlich geringere Amplituden und weniger ausgeprägte Frequenzspitzen. Dies liegt zum einen an der in x-Richtung gerichteten impulsförmigen Anregung im Dachgeschoß, zum anderen aber auch an der in y-Richtung steiferen Struktur des Gebäudes, bzw. der direkten Ankopplung des betrachteten Gebäudeflügels an das benachbarte Gebäude in y-Richtung.

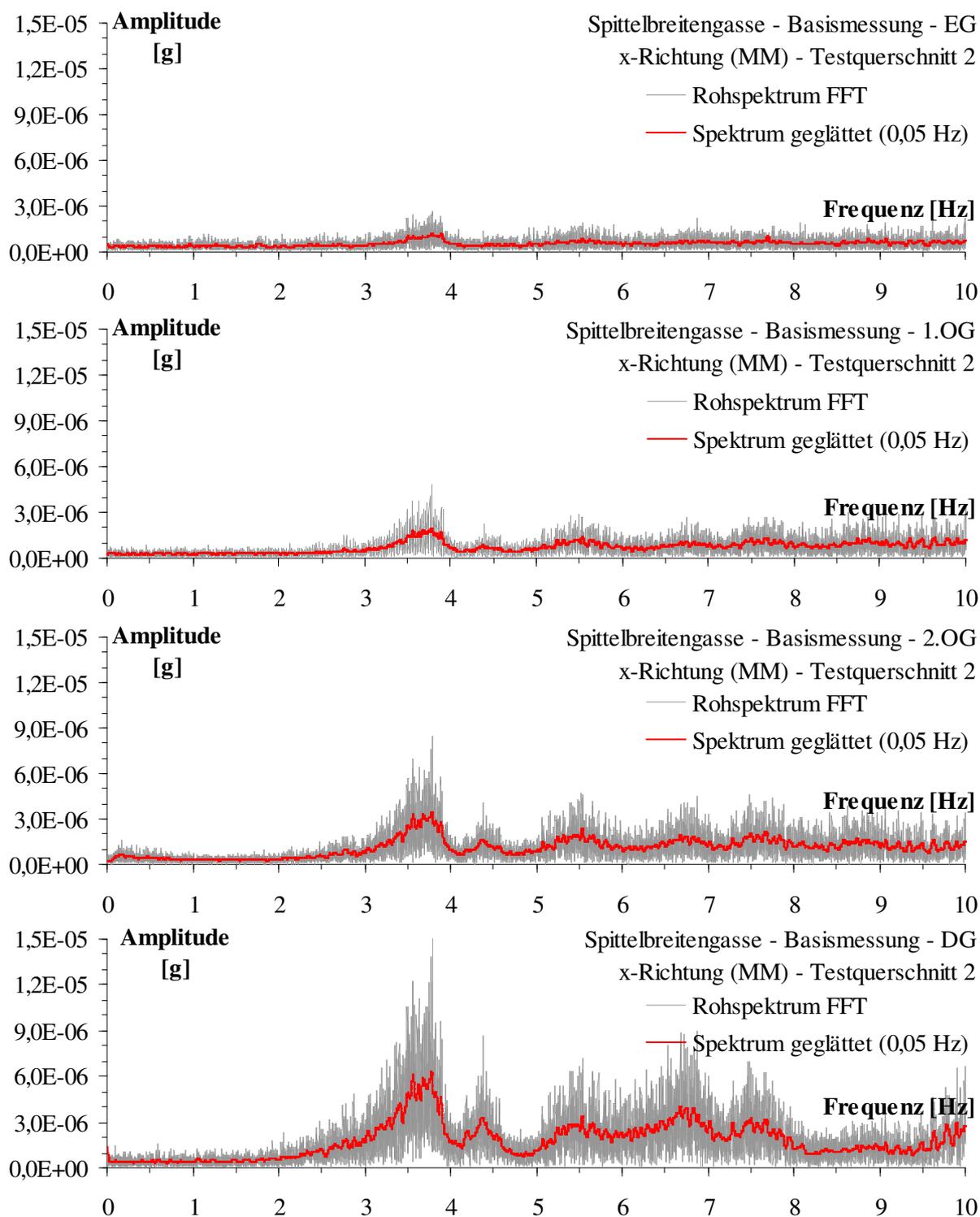


Abbildung 3.28: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in x-Richtung (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Basismessung, Position der Beschleunigungsaufnehmer auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

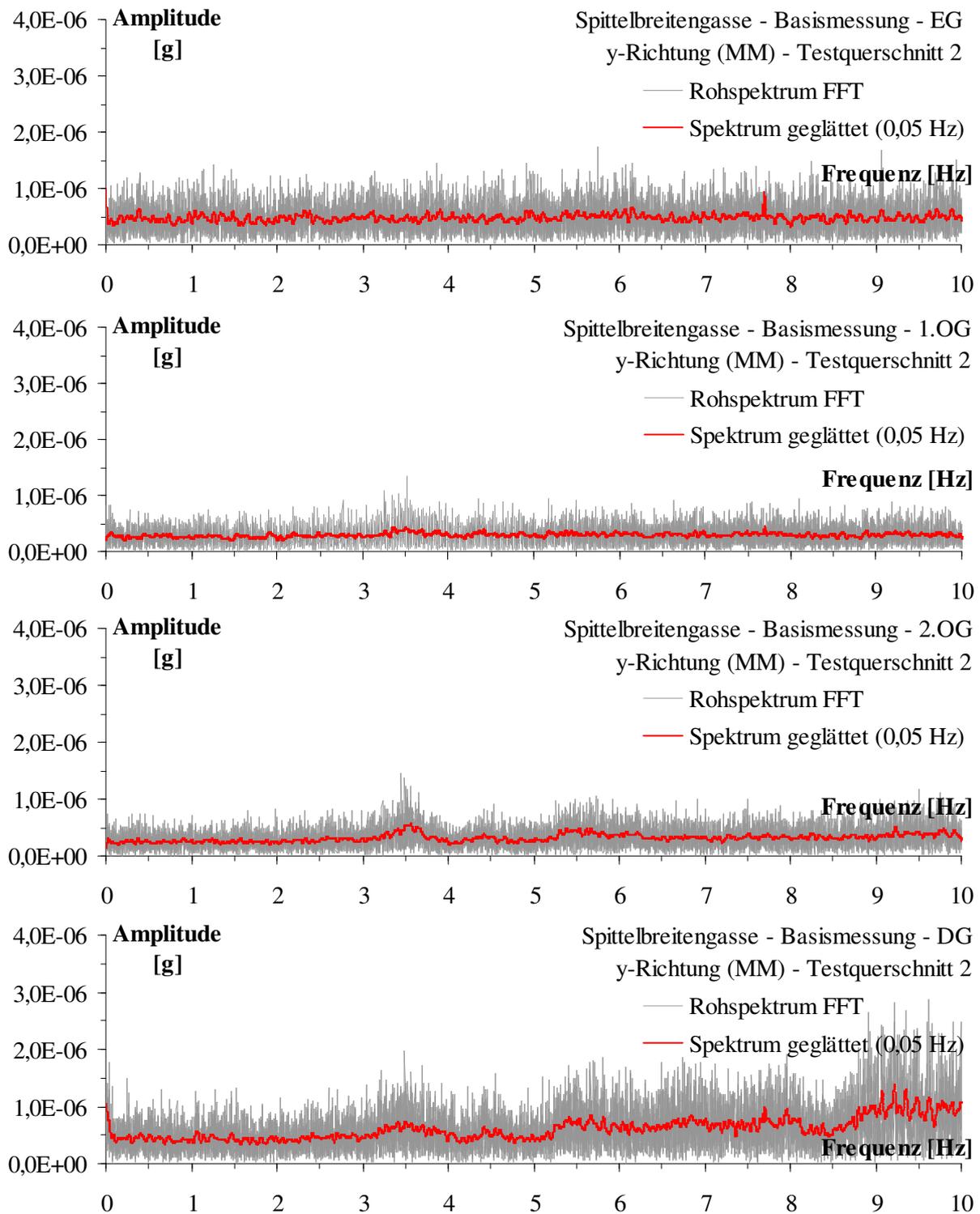


Abbildung 3.29: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in y-Richtung (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Basismessung, Position der Beschleunigungsaufnehmer auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

3.6.4.3 Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und Dämpfungsmaß des Gebäudes im Originalzustand

Aus den Ergebnissen der Auswertung der Strukturantworten in den beiden Testquerschnitten lassen sich die Frequenzen, bei denen die Antwortamplituden ein Maximum aufweisen, als Eigenfrequenzen identifizieren. Eine Ermittlung der räumlichen Verteilung der Eigenschwingungsformen ist jedoch nicht möglich. Aus diesem Grund wurden zum einen Messungen unter der in Abbildung 3.21 dargestellten Aufstellung der Beschleunigungsaufnehmer über das gesamte Dachgeschoß, und andererseits numerische Vergleichsuntersuchungen mit Hilfe eines dreidimensionalen Finite-Elemente-Modells durchgeführt.

In Tabelle 3.6 sind die Frequenzen bei maximalen Antwortamplituden des Gebäudes im Originalzustand angegeben. Daraus ist erkennbar, dass einzelne Frequenzen entweder nur in einer oder in beiden Richtungen des kartesischen Koordinatensystems identifizierbar sind. Demzufolge kann dieses Ergebnis bereits als Hinweis für mögliche Biege- bzw. Biege-Torsionsschwingungen gedeutet werden.

	Eigenfrequenzen Testquerschnitt 1		Eigenfrequenzen Testquerschnitt 2	
	x-Komponente [Hz]	y-Komponente [Hz]	x-Komponente [Hz]	y-Komponente [Hz]
$f_1^{(B)}$	-	3,8	3,8	-
$f_2^{(B)}$	4,2	4,2	4,2	-
$f_3^{(B)}$	4,6	-	4,4	-
$f_4^{(B)}$	5,5	5,3	5,5	-

Tabelle 3.6: Zu Antwortspitzen der FFT-Spektren gehörige Frequenzen des ursprünglich angetroffenen Gebäudes ohne Veränderungen (Basismessung).

Die maßgebenden Eigenfrequenzen des Gebäudes im Originalzustand können aus den Ergebnissen der beiden Testquerschnitte gemäß Tabelle 3.6 abgeleitet werden. Demzufolge tritt die erste Eigenfrequenz des Gebäudes im Originalzustand bei $f_1^{(B)} = 3,8$ Hz auf. Dabei ist zu beachten, dass vor allem im Frequenzantwortspektrum der x-Komponente von Testquerschnitt 2 in diesem Frequenzbereich ein relativ breites Frequenzband auftritt mit einer eindeutig dominierenden Amplitude bei der identifizierten ersten Eigenfrequenz $f_1^{(B)} = 3,8$ Hz. Die zweite eindeutig identifizierbare Eigenfrequenz von $f_2^{(B)} = 4,2$ Hz liegt ebenso in einem breiteren Frequenzband mit mehreren maximalen Antwortamplituden. Dieses Frequenzband ist in den Spektren von Testquerschnitt 1 und 2 identifizierbar. Eine dritte und vierte Eigenfrequenz kann der maximalen Antwortamplitude bei $f_3^{(B)} = 4,6$ Hz bzw. $f_4^{(B)} = 5,5$ Hz zugeordnet werden.

Die messtechnische Bestimmung der zur Grundfrequenz zugehörigen Eigenschwingungsform erfolgt anhand der Strukturantworten, die zufolge der Untersuchung des Gesamtsystems ermittelt wurden. Die

Beschleunigungsaufnehmer wurden dazu in den Gebäudeecken im 2. Obergeschoß und Dachgeschoß verteilt, wie in Abbildung 3.21 gezeigt wird. Anhand dieser Messung kann die zur ersten globalen Eigenfrequenz $f_1^{(B)} = 3,8 \text{ Hz}$ zugehörige Eigenschwingungsform, graphisch in Abbildung 3.30 dargestellt, bestimmt werden. Dabei wurden die Positionen der Beschleunigungsaufnehmer in den Gebäudeecken aufsteigend von 1 bis 10 nummeriert. Die zur jeweiligen Position gehörigen modalen Verschiebungen werden für die r-te Eigenschwingungsform und die i-te Position des Beschleunigungsaufnehmers für die Basismessung als $\phi_{r,i,x}^{(B)}$ für die x-Komponente bzw. als $\phi_{r,i,y}^{(B)}$ für die y-Komponente der modalen Verschiebung bezeichnet. Die zur zweiten und dritten Eigenfrequenz zugehörigen Eigenschwingungsformen konnten messtechnisch nicht eindeutig bestimmt werden. Aus Abbildung 3.30 ist ersichtlich, dass die erste globale Eigenschwingungsform vorwiegend eine Biegeschwingung in x-Richtung beschreibt.

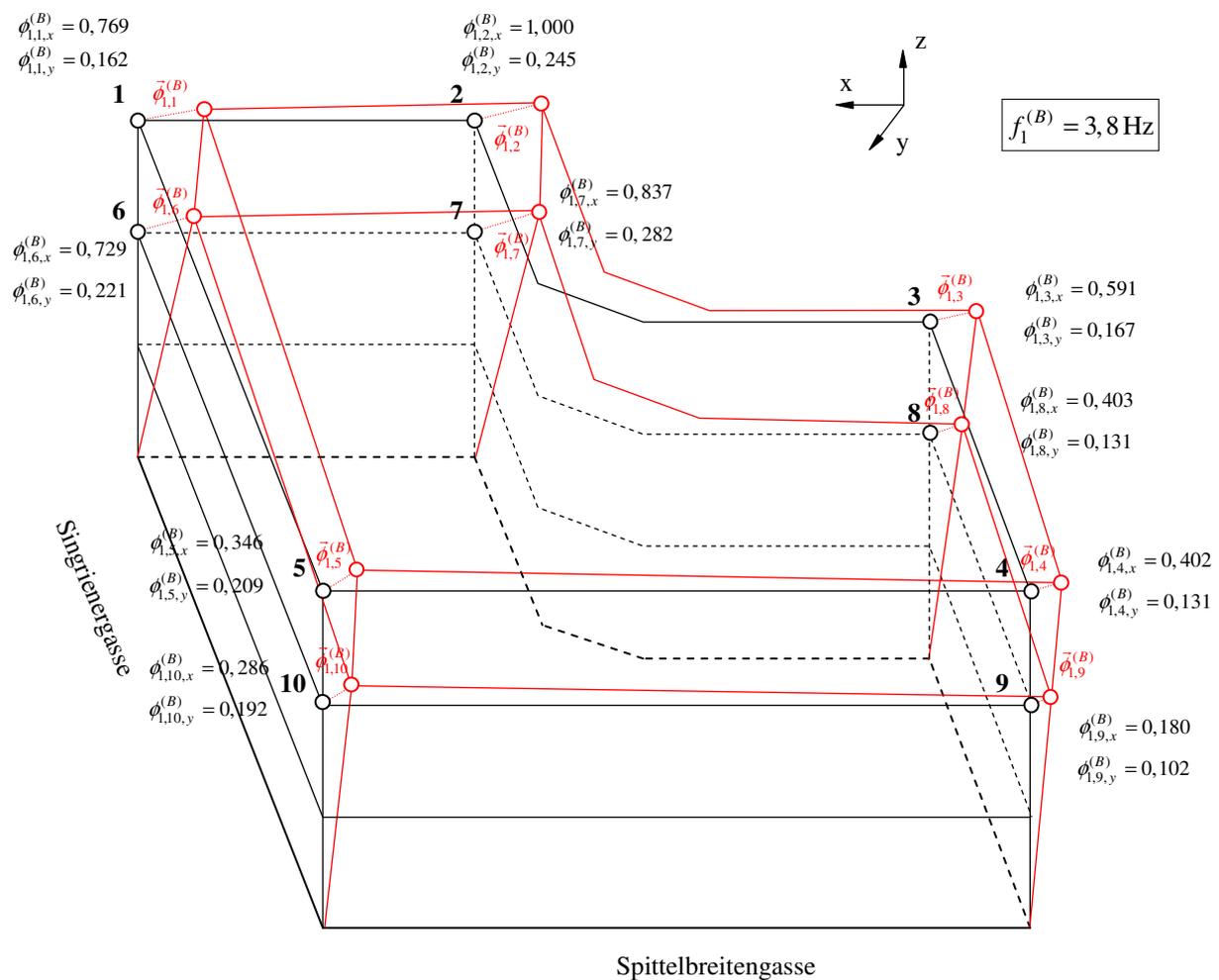


Abbildung 3.30: Eigenschwingungsform zugehörig zur messtechnisch ermittelten globalen ersten Eigenfrequenz $f_1^{(B)} = 3,8 \text{ Hz}$ des Gebäudes im Basiszustand. Komponenten der modalen Verschiebungen in den einzelnen Positionen der Beschleunigungsaufnehmer.

Es wurde nur die strukturelle Bauwerksdämpfung, welche zur ersten globalen Eigenfrequenz gehört, aus Beschleunigungsantworten der Messungen aus Testquerschnitt 2 bestimmt. Dazu wurden beide in Ab-

schnitt 3.4.3 beschriebenen Verfahren, einerseits die Bestimmung der strukturellen Bauwerksdämpfung mit Hilfe der Bandbreitenmethode, andererseits die Ermittlung über das logarithmische Dämpfungsdekrement angewendet. Tabelle 3.7 zeigt die Ergebnisse des Dämpfungsmaßes zugehörig zur ersten globalen Eigenfrequenz $f_1^{(B)} = 3,8$ Hz des ursprünglich angetroffenen Gebäudes ohne Veränderungen.

	Dämpfungsmaß [%] zur ersten Eigenfrequenz $f_1^{(B)} = 3,8$ Hz
Bandbreitenmethode	5,5
Ermittlung über das logarithmische Dekrement	5,0

Tabelle 3.7: Ergebnisse des Dämpfungsmaßes zugehörig zur ersten globalen Eigenfrequenz $f_1^{(B)} = 3,8$ Hz des ursprünglich angetroffenen Gebäudes ohne Veränderungen (Basismessung).

3.6.4.4 Numerische Untersuchung - Dynamische Strukturparameter des Gebäudes im Originalzustand

Mit Hilfe des Finite-Elemente-Programmpakets ANSYS [Ansys, 2005] wurde ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell des untersuchten Gebäudes erstellt.

Die tragenden Wände und Zwischenwände wurden dabei mit Schalenelemente des Typs *SHELL63*, die sowohl Biege- als auch Membraneigenschaften aufweisen, modelliert [Ansys, 2005]. Das Materialverhalten des Ziegelmauerwerks wurde in erster Näherung als elastisch mit einem Elastizitätsmodul von $E = 1,15e+09$ N/m² angenommen. Die Dichte des Mauerwerks wurde in Anlehnung an vorangegangene numerische Untersuchungen [Furtmüller, 2010] mit $\rho = 1700$ kg/m³ gewählt.

Für die Modellierung der Holztramdecken wurden ebenfalls Schalenelemente des Typs *SHELL63* verwendet. Die Elemente wurden mit Gelenken an die tragenden Wände angeschlossen. Dadurch erfolgt eine Kopplung der durch die Deckenverbundenen Wände zueinander, jedoch keine Übertragung von Momenten. Das Materialverhalten wurde als elastisch mit einem Elastizitätsmodul von $E = 5,0e+08$ N/m² angesetzt. Die Masse durch das Eigenwicht der Decken und den Fußbodenaufbau wurde mit Massenelementen berücksichtigt. Dazu wurden in regelmäßigen Abständen an den Auflagerepunkten der Holzträme an den tragenden Wänden Punktelemente des Typs *MASS21* definiert [Ansys, 2005], an denen die Masse der Holztramdecken konzentriert angenommen wurde. Zur Berechnung dieser Punktmassen wurde für die Holztramdecken und den darüber liegenden Aufbau eine flächenbezogene Masse von $m = 300$ kg/m² angesetzt.

Um das Eigenschwingungsverhalten des Gebäudes realistisch abbilden zu können, wurde in Anlehnung an durchgeführte numerische Untersuchungen [Furtmüller, 2010] eine Ankopplung der beiden Feuermauern an die beiden Nachbargebäude im Modell berücksichtigt. Dazu wurden mit Hilfe des Elements *COMBIN14* [Ansys, 2005] Feder-Dämpfer-Elemente mit einer Federsteifigkeit von $k_y = 840$ kN/m normal zu den Feuermauern und $k_x = 335$ kN/m parallel zu den Feuermauern modelliert. Dadurch wurde im Bereich Singrienergasse eine höhere und im Bereich Spittelbreitengasse eine geringere Ankopplung

normal zum Nachbargebäude gewählt, was im Wesentlichen den messtechnisch bestimmten Eigenschwingungsformen aus Abschnitt 3.6.4.3 entspricht.

Die Gebäudegeometrie wurde aus den vorhandenen Planunterlagen entnommen bzw. vor Ort ermittelt. Als Wandstärken der tragenden Wände wurde für die Außenwände im Erdgeschoß $d = 60$ cm und in den Obergeschoßen $d = 45$ cm gewählt. Die tragende Mittelmauer weist durchgehend eine Wandstärke von $d = 60$ cm auf. Sämtliche Zwischenwände wurden mit einer Wandstärke von $d = 15$ cm modelliert.

Die mit Hilfe der im Programm enthaltenen Modalanalyse ermittelten ersten drei Eigenfrequenzen und die zugehörigen Eigenformen sind in Abbildung 3.31 bis 3.33 dargestellt. Aus der dargestellten Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_1^{(B)} = 3,78$ Hz kann die gemäß Tabelle 3.6 identifizierte und in Abbildung 3.30 dargestellte vorwiegende Biegeeigenform in x-Richtung bestätigt werden. Aus der mit Hilfe des numerischen Modells bestimmten Eigenschwingungsform in Abbildung 3.31 ist ersichtlich, dass diese vor allem von einer Biegeschwingung des Gebäudetrakts Singrienergasse dominiert ist. Die maximale modale Amplitude in Traktmitte ist aus den messtechnisch ermittelten Eigenschwingungsformen durch die Wahl der Sensorpositionen nicht eindeutig nachvollziehbar.

Weiters wird aus der Modalanalyse des dreidimensionalen Finite-Elemente-Modells die Eigenschwingungsform zur Eigenfrequenz von $f_2^{(B)} = 4,29$ Hz identifiziert. Diese entspricht einer gekoppelten Biege-Torsionschwingung mit einer dominierenden Biegeschwingung des Gebäudetrakts Spittelbreitengasse.

Als weitere Eigenschwingungsform zur Eigenfrequenz von $f_3^{(B)} = 4,67$ Hz wurde aus der Modalanalyse des dreidimensionalen Finite-Elemente-Modells wiederum eine gekoppelten Biege-Torsionschwingung identifiziert, siehe Abbildung 3.33. Eine entsprechende Eigenfrequenz kann aus den messtechnischen Untersuchungen nur in x-Richtung identifiziert werden. Im Bereich von Testquerschnitt 2 kann dies auch aus der numerisch ermittelten Eigenschwingungsform nachvollzogen werden, da hier eine Biegeschwingung des Gebäudetrakts Singrienergasse überwiegt und die Schwingungskomponente in x-Richtung deutlich geringer ausgeprägt ist.

Die Bestimmung weiterer globaler Eigenschwingungsformen aus der Modalanalyse des numerischen Modells ist nicht mehr eindeutig möglich. Neben den identifizierten globalen Eigenschwingungsformen lassen sich aus dem dreidimensionalen Finite-Elemente-Modell aber eine Vielzahl an lokalen Schwingungsformen einzelner Wand- oder Deckenelemente erkennen. Eine beispielhafte Darstellung einer lokalen Eigenschwingungsform mehrerer Zwischenwandelemente bei einer Frequenz von 9,93 Hz ist in Abbildung 3.34 dargestellt.

Die Tatsache, dass die untersuchte Struktur eine Vielzahl an lokalen Eigenschwingungsformen aufweist, bestätigt die Bedeutung der richtigen Wahl der Beschleunigungsaufnehmer im Fall der messtechnischen Untersuchung, da eine Aufstellung im Bereich mit ausgeprägtem lokalem Eigenschwingungsverhalten das globale dynamische Verhalten überlagert werden würde.

$$f_1^{(B)} = 3,78 \text{ Hz}$$

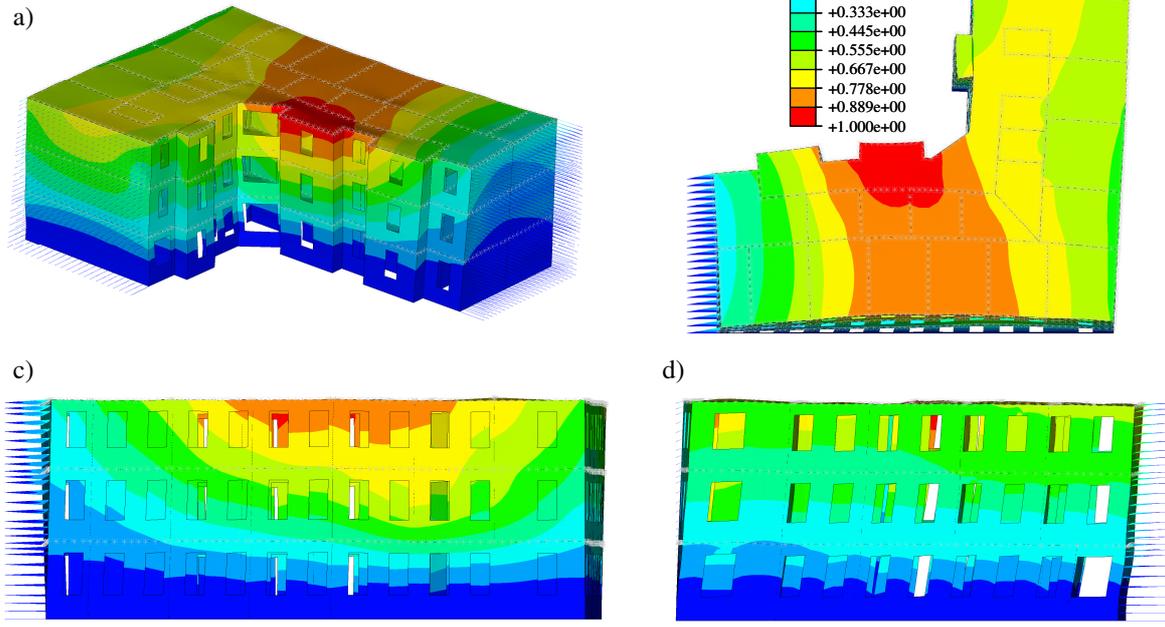


Abbildung 3.31: Numerische Modalanalyse Testobjekt Spittelbreitengasse im Basiszustand. Erste globale Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_1^{(B)} = 3,78 \text{ Hz}$; a) Isometrische Ansicht, b) Grundriss, c) Ansicht Singriengasse, d) Ansicht Spittelbreitengasse.

$$f_2^{(B)} = 4,29 \text{ Hz}$$

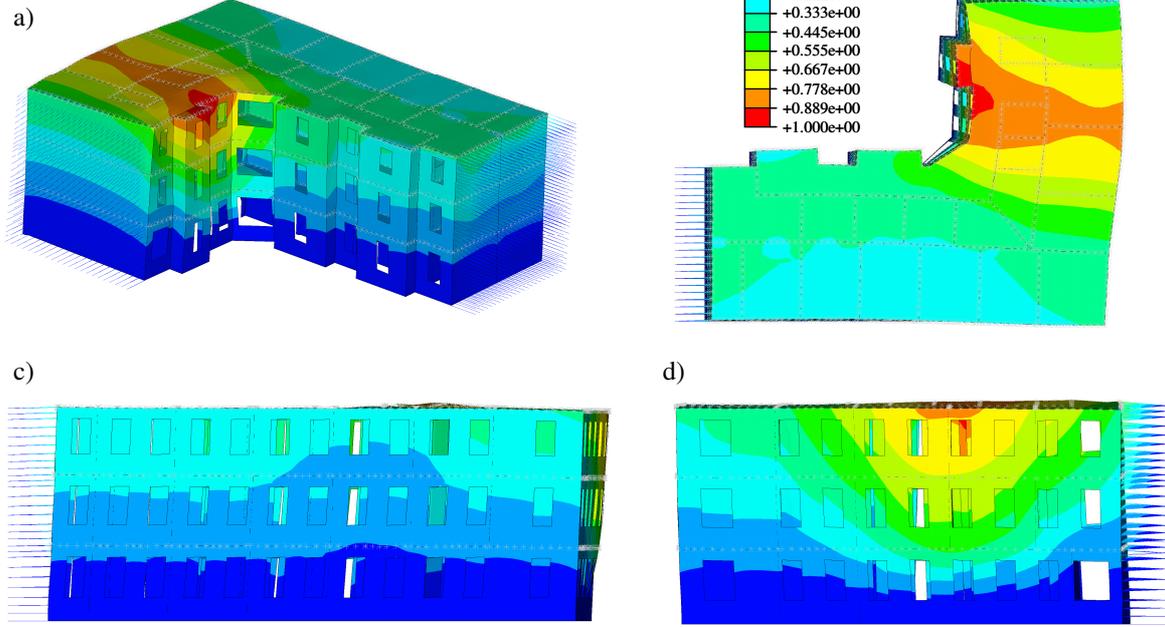


Abbildung 3.32: Numerische Modalanalyse Testobjekt Spittelbreitengasse im Basiszustand. Zweite globale Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_2^{(B)} = 4,29 \text{ Hz}$; a) Isometrische Ansicht, b) Grundriss, c) Ansicht Singriengasse, d) Ansicht Spittelbreitengasse.

$$f_1^{(B)} = 4,67 \text{ Hz}$$

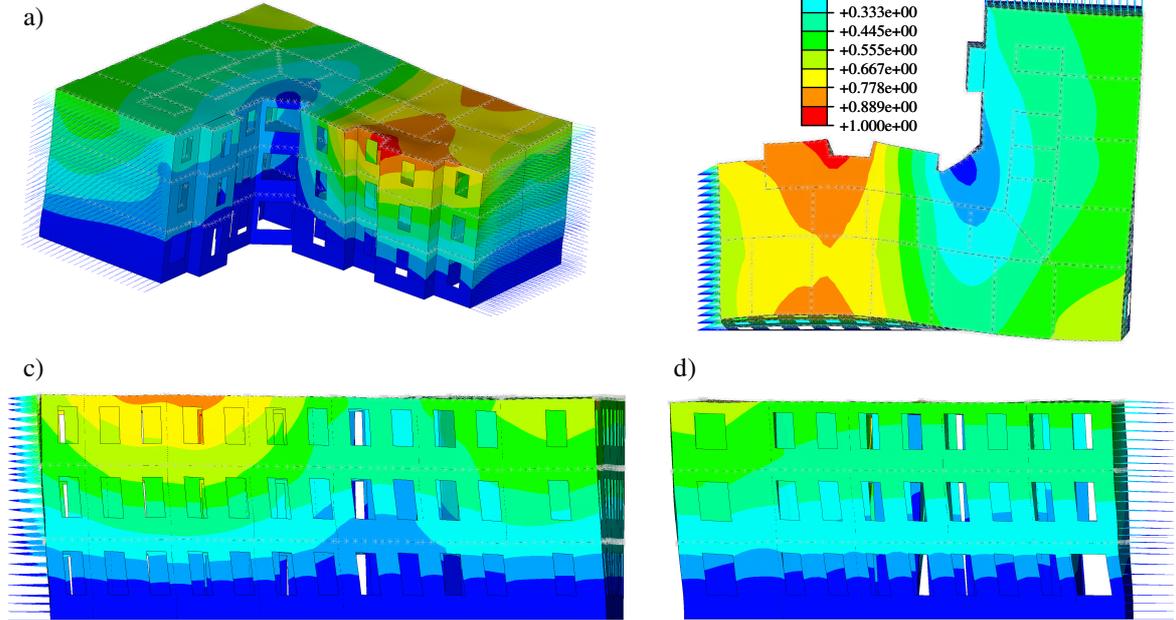


Abbildung 3.33: Numerische Modalanalyse Testobjekt Spittelbreitengasse im Basiszustand. Dritte globale Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_3^{(B)} = 4,67 \text{ Hz}$; a) Isometrische Ansicht, b) Grundriss, c) Ansicht Singriengasse, d) Ansicht Spittelbreitengasse.

$$\text{Lokale Eigenschwingungsform bei } f^{(B)} = 9,93 \text{ Hz}$$

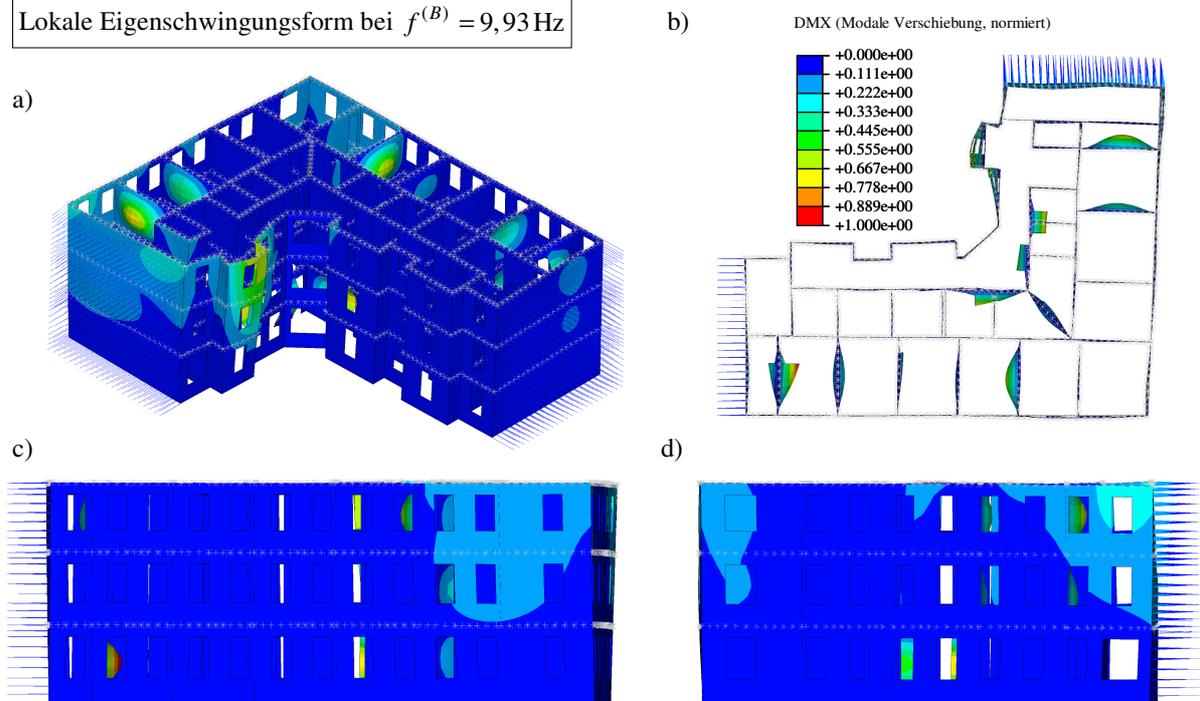


Abbildung 3.34: Numerische Modalanalyse Testobjekt Spittelbreitengasse im Basiszustand. Lokale Eigenschwingungsform bei einer Frequenz von $f^{(B)} = 9,93 \text{ Hz}$; a) Isometrische Ansicht, b) Grundriss, c) Ansicht Singriengasse, d) Ansicht Spittelbreitengasse.

3.6.4.5 Gegenüberstellung der messtechnisch und numerisch bestimmten Eigenfrequenzen des Gebäudes im Originalzustand

Die aus der messtechnischen Untersuchung bestimmten Eigenfrequenzen des Gebäudes im Originalzustand werden den aus der Modalanalyse anhand des numerischen Modells ermittelten Eigenfrequenzen gegenübergestellt, siehe Tabelle 3.8.

	Messtechnisch bestimmte Eigenfrequenz [Hz]	Numerisch ermittelte Eigenfrequenz [Hz]
$f_1^{(B)}$	3,8	3,78
$f_2^{(B)}$	4,2	4,29
$f_3^{(B)}$	4,6	4,67
$f_4^{(B)}$	5,5	-

Tabelle 3.8: Gegenüberstellung der messtechnisch und numerisch bestimmten Eigenfrequenzen des ursprünglich angetroffenen Gebäudes im Originalzustand.

Aus Tabelle 3.8 lässt sich eine gute Übereinstimmung der ersten drei ermittelten Eigenfrequenzen zufolge messtechnischer und numerischer Bestimmung erkennen. Eine Bestimmung höherer Eigenfrequenzen ist sowohl aus den messtechnischen Ergebnissen als auch aus der Modalanalyse am numerischen Modell vor allem aufgrund der großen Anzahl an lokalen Eigenschwingungsformen nicht eindeutig möglich.

3.6.5 Strukturelle Veränderungen des Basiszustands des Gebäudes

Wie bereits einleitend in Abschnitt 3.6.2 beschrieben, wurden im Anschluss an die messtechnische Untersuchung und Systemidentifikation des Basiszustands wesentliche Änderungen an der Gebäudestruktur vorgenommen. Diese Änderungen sind in chronologischer Reihenfolge in Tabelle 3.9 dargestellt.

Strukturelle Veränderung	Zeitraum
Partielle Entfernung der Holztramdecken (Trakt Spittelbreitengasse)	September 2008
Partielle Entfernung der Zwischenwände (Trakt Singrienergasse)	November 2008
Partielle Entfernung der Dachkonstruktion	August und September 2009

Tabelle 3.9: Änderungen der Gebäudestruktur – Testobjekt Spittelbreitengasse.

3.6.5.1 Partielle Entfernung der Holztramdecken (Trakt Spittelbreitengasse)

Die teilweise Entfernung der Holztramdecken wurde im Bereich des Gebäudetrakts Spittelbreitengasse vorgenommen. Dabei wurden die in Abbildung 3.35 ausgewählten Holztramdecken mit einer Fläche von jeweils etwa 20 m² über dem Erdgeschoß, über dem 1. Obergeschoß und über dem 2. Obergeschoß entfernt. Um den Abbruch der Holztramdecken durchführen zu können, war es zusätzlich erforderlich, die angrenzenden Zwischenwände in den jeweiligen Geschossen abzurechen. Dies führte zu einer Reduktion der globalen Masse der Struktur und wurde bei der Interpretation der Ergebnisse in der Gegenüberstellung der Messungen vor und nach Entfernen der Holztramdecken berücksichtigt.

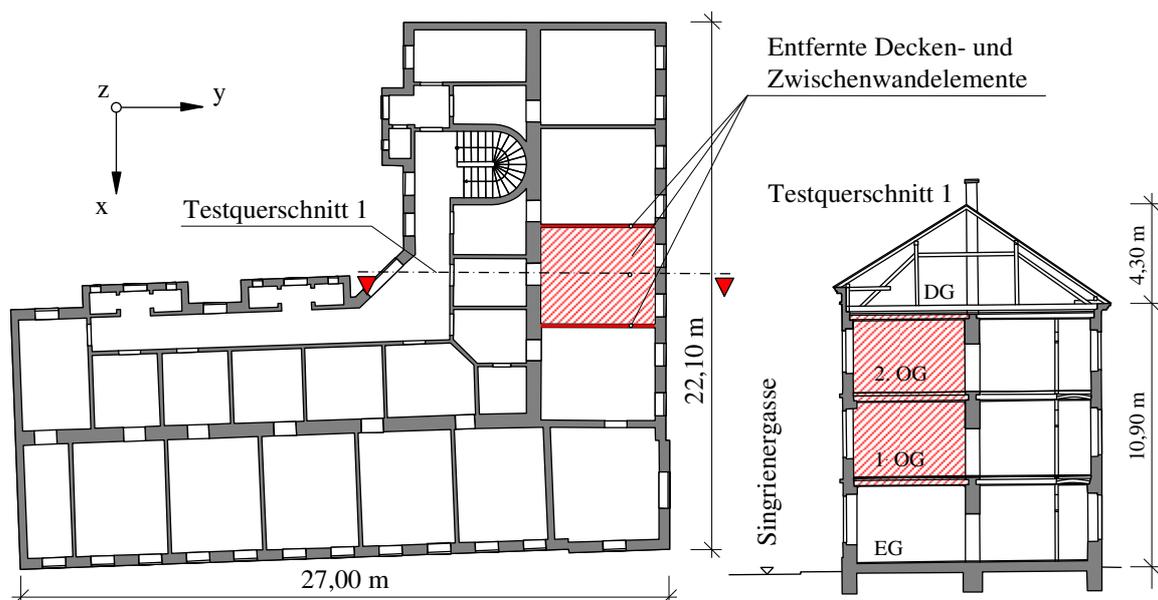


Abbildung 3.35: Grundriss 1. und 2. Obergeschoß Testobjekt Spittelbreitengasse – Darstellung der entfernten Holztramdecken (rot dargestellt).

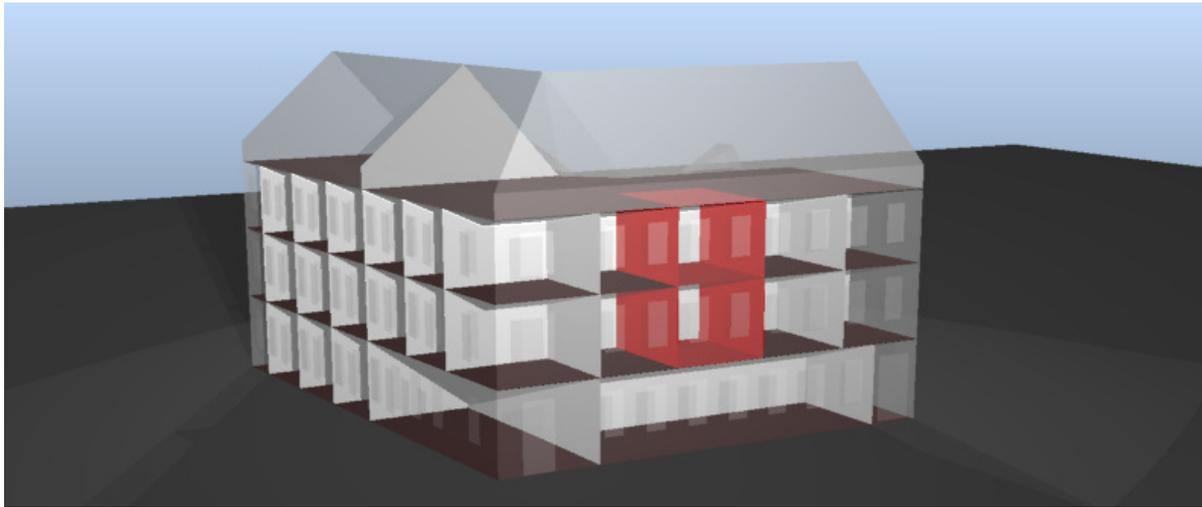


Abbildung 3.36: Testobjekt Spittelbreitengasse – Räumliche Darstellung der entfernten Decken- und Zwischenwandelemente im Bereich Trakt Spittelbreitengasse (rot dargestellt).



Abbildung 3.37: Testobjekt Spittelbreitengasse – Innenansicht nach Entfernen der Decken- und Zwischenwandelemente.

In der räumlichen Darstellung in Abbildung 3.36 sind die entfernten Deckenabschnitte und Zwischenwände rot hinterlegt dargestellt. Eine photographische Darstellung der Bereiche, in denen die Zwischenwände abgebrochen wurden, wird in Abbildung 3.37 gezeigt.

Im Zuge des Deckenabbruchs wurde die Verbindung zwischen Holztramdecken und dem tragenden Mauerwerk freigelegt. Demzufolge waren beim untersuchten Testobjekt eine überwiegende Anzahl der Holzträme mittels Schliessen mit den tragenden Aussenwänden verbunden. Benachbarte Holzbalkendecken im Bereich der tragenden Mittelmauer wurden durch das Ziegelmauerwerk hindurch mit Schliessen verbunden wie anhand des linken Fotos in Abbildung 3.38 gezeigt wird.

Im Nahbereich von Kaminen oder Kamingruppen wurden die erforderlichen Auswechslungen der Holzbalken ebenfalls über Schliessen miteinander und mit dem tragenden Mauerwerk verbunden. Ein Aus-

schnitt dieser Verbindung ist beispielhaft für die Dippelbaumdecke über dem 2. Obergeschoß im Testquerschnitt 1 anhand des rechten Fotos in Abbildung 3.38 dargestellt.



Abbildung 3.38: Testobjekt Spittelbreitengasse – Verbindungen zwischen Holzbalkendecken und tragenden Mauerwerkswänden.

Wie bereits einleitend in Abschnitt 3.6 erläutert wurde, werden aufgrund der unzureichenden Kenntnis der Tragwirkung der Holzbalkendecken von Gründerzeithäusern diese im Erdbebenfall nicht für die horizontale Lastabtragung herangezogen.

Im Gegenteil dazu lassen die im Zuge der Entfernung der Holzbalkendecken angetroffenen Verbindungen der Wände und Decken über Schliessen, welche durchgängig in gutem Zustand und in den Tragelementen fest verankert waren, den Schluss zu, dass eine Kraftübertragung vorhanden sein könnte. Die quantitative Erfassung dieser Übertragung war mit der den durchgeführten messtechnischen Untersuchungen zugrunde liegenden Anregung nicht möglich, da die resultierenden Verschiebungsamplituden für die Aktivierung dieser Kräfte zu gering waren. Trotz allem können aus den in den folgenden Abschnitten beschriebenen Ergebnissen eindeutige Hinweise auf die Wirkungsweise der Verbindung zwischen Holzbalkendecken und tragenden Mauerwerkswänden abgeleitet werden.

Im numerischen Modell wurden die Holzbalkendecken aufgrund dieser Messergebnisse berücksichtigt. Der Anschluss zwischen der Holzbalkendecke und den tragenden Wänden wurde näherungsweise gelenkig modelliert, wodurch die aus der messtechnischen Untersuchung ermittelte Kopplung abgebildet werden konnte.

3.6.5.2 Partielle Entfernung der Zwischenwände (Trakt Singrienergasse)

Es wurden sämtliche Zwischenwände quer zur Singrienergasse im untersuchten Gebäudeflügel abgebrochen. Die entfernten Zwischenwände sind im Grundriss des 1. und 2. Obergeschosses in Abbildung 3.39 mit roter Farbe gekennzeichnet. Insgesamt wurden 31 Zwischenwände im Erdgeschoß, 1. und 2. Obergeschoß sowie im Dachgeschoß abgebrochen, womit mit Ausnahme der Decken und Außenwände sämt-

liche Steifigkeitselemente in x-Richtung beseitigt wurden. Eine räumliche Übersicht dieser Zwischenwände ist in Abbildung 3.40 gegeben.

Wie aus den photographischen Darstellungen in Abbildung 3.41 ersichtlich ist, wurde das Abbruchmaterial der Zwischenwände auf den jeweiligen Geschößdecken gelagert, womit sich die Massenverteilung des Gebäudes insgesamt nur unwesentlich veränderte. Damit können die Veränderungen in der spektralen Gebäudeantwort ausschließlich den Änderungen der Gebäudesteifigkeit durch das Entfernen der Zwischenwände zugeordnet werden.

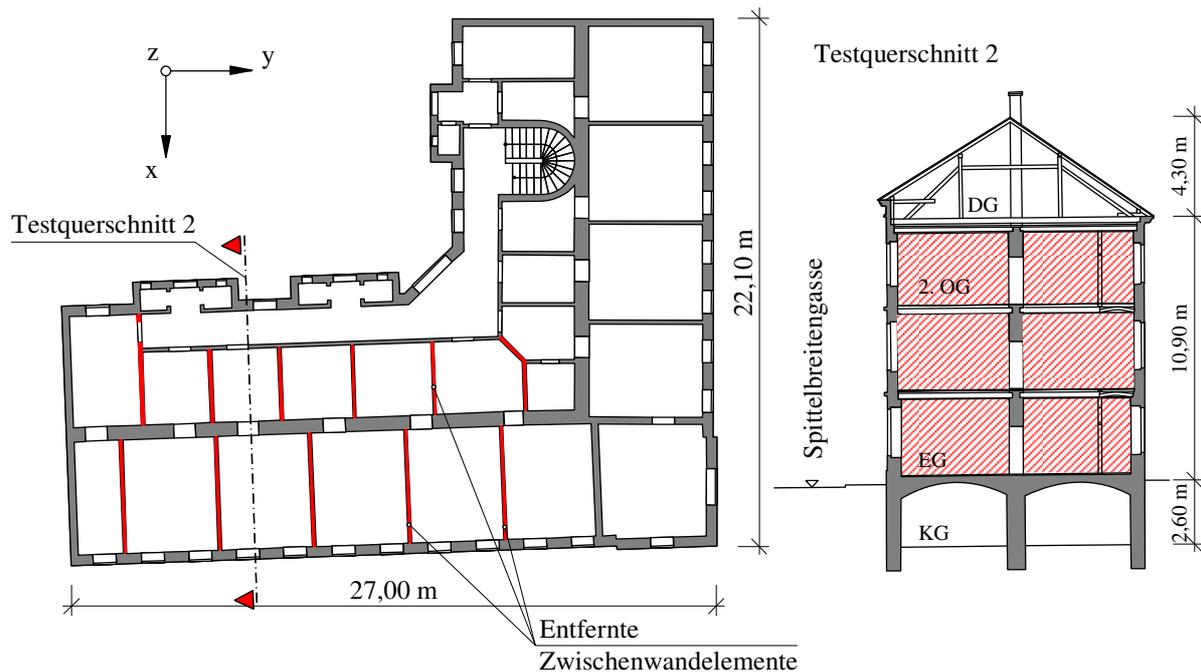


Abbildung 3.39: Grundriss 1. und 2. Obergeschoß Testobjekt Spittelbreitengasse – Darstellung der entfernten Zwischendecken (rot dargestellt).



Abbildung 3.40: Testobjekt Spittelbreitengasse – Räumliche Darstellung der entfernten Zwischenwandelemente im Bereich Trakt Singrienergasse (rot dargestellt).



Abbildung 3.41: Testobjekt Spittelbreitengasse – Innenansicht nach Entfernen der Zwischenwände im 1. Obergeschoß (links) und 2. Obergeschoß (rechts).

3.6.5.3 Partielle Entfernung der Dachkonstruktion

Der Abbruch des kompletten Gebäudes wurde im August und September 2009 durchgeführt. Aufgrund des Ablaufs der Abbrucharbeiten war es möglich den Zustand der Struktur nach teilweiser Entfernung der Dachkonstruktion (Entfernen der Dacheindeckung und wesentliche Schwächung der Dachstuhlkonstruktion) messtechnisch zu untersuchen. Zu diesem Zeitpunkt war zudem ein beträchtlicher Teil des in den Geschoßen vorhandenen Schutts bereits beseitigt worden. Daraus ergibt sich einerseits eine Veränderung der Steifigkeit durch die teilweise Entfernung der Dachkonstruktion und andererseits eine Verringerung der Gebäudemasse durch den fehlenden Bauschutt in den Geschossen. Der weitere Gebäudeabbruch im Anschluss daran konnte aus Sicherheitsgründen nur mehr photographisch dokumentiert werden. Messtechnische Untersuchungen im Gebäude während der Abbrucharbeiten waren nicht zulässig. Eine kurze Dokumentation der Abbrucharbeiten ist im Anhang A 3.6 dargestellt. Die teilweise abgebrochene Dachkonstruktion im Bereich Trakt Singrienergasse und Trakt Spittelbreitengasse ist in Abbildung 3.42 dargestellt.



Abbildung 3.42: Testobjekt Spittelbreitengasse – Ansicht nach teilweisen Entfernen der Dachkonstruktion Trakt Singrienergasse (links) und Trakt Spittelbreitengasse (rechts).

3.6.6 Globale dynamische Strukturparameter des Gebäudes im modifizierten Zustand

Nach jeder Änderung der Gebäudestruktur wurden Messungen durchgeführt und anschließend die dynamischen Strukturparameter identifiziert. Der Ablauf und Zeitpunkt der messtechnischen Untersuchungen ist in Tabelle 3.5 dargestellt.

3.6.6.1 Schwingungsantwort nach partieller Entfernung der Holztramdecken - Testquerschnitt 1

Im Bereich von Testquerschnitt 1 wurde die Identifikation der Eigenfrequenzen der Struktur nach Entfernung der Holzdecken, wie bereits in Abschnitt 3.6.4.1 beschrieben, aus den mit Hilfe der FFT-Analyse in den Frequenzbereich transformierten Beschleunigungsantworten durchgeführt. Die Impulsanregung erfolgte wieder an der Mittelmauer des Testquerschnitts 1 im Dachgeschoß in y-Richtung. Die Frequenzspektren der Schwingungskomponente in x-Richtung des Testquerschnitts 1 sind in Abbildung 3.43, jene Frequenzspektren der Schwingungskomponente in y-Richtung sind in Abbildung 3.44 dargestellt.

Analog zur Basismessung ist wiederum das Schwingungsverhalten in y-Richtung im Vergleich zu jenem in x-Richtung deutlicher ausgeprägt. Daraus kann geschlossen werden, dass sich durch das Entfernen der Holzdecken und angrenzenden Zwischenwände die Steifigkeitsverhältnisse im Vergleich zum Zustand der Basismessung nicht grundlegend geändert haben. Dies wird auch dadurch bestätigt, dass die dominierende Antwortspitze in y-Richtung mit einer wesentlich geringeren Amplitude auch in x-Richtung bei derselben Frequenz erkennbar ist. Aus diesen Ergebnissen kann wieder auf gekoppelte Biege-Torsions-Eigenschwingungsformen geschlossen werden.

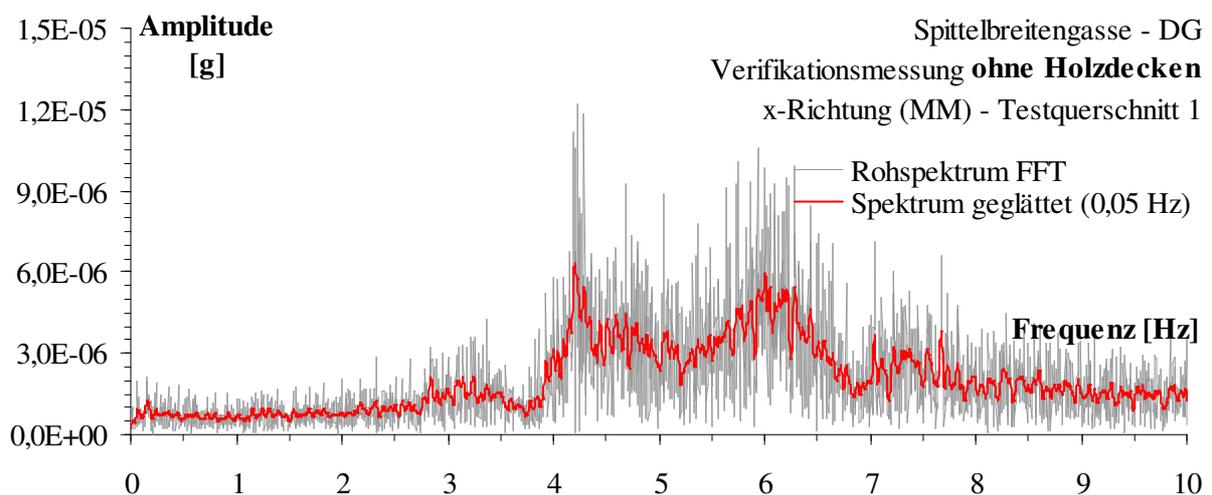
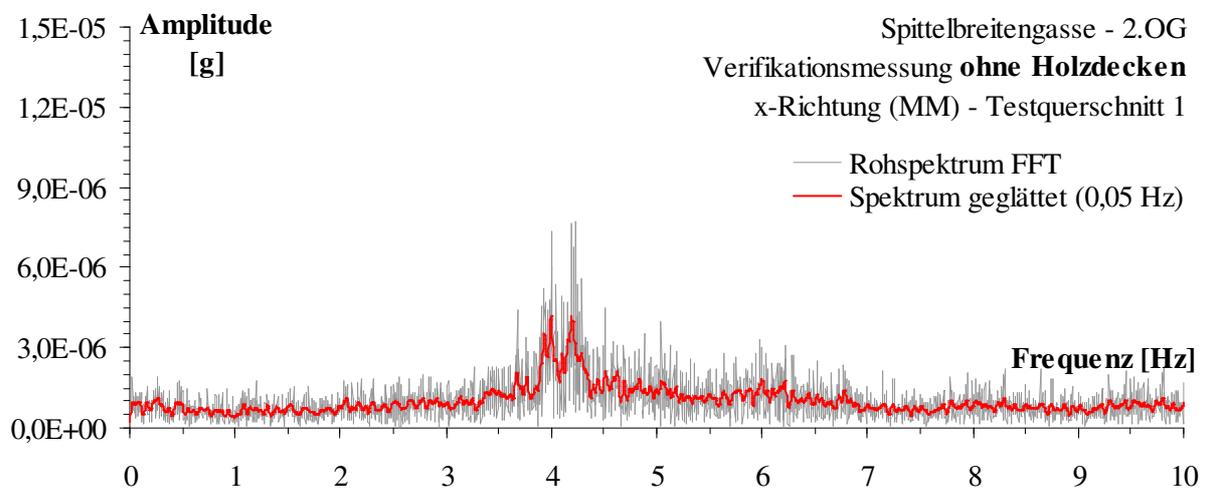
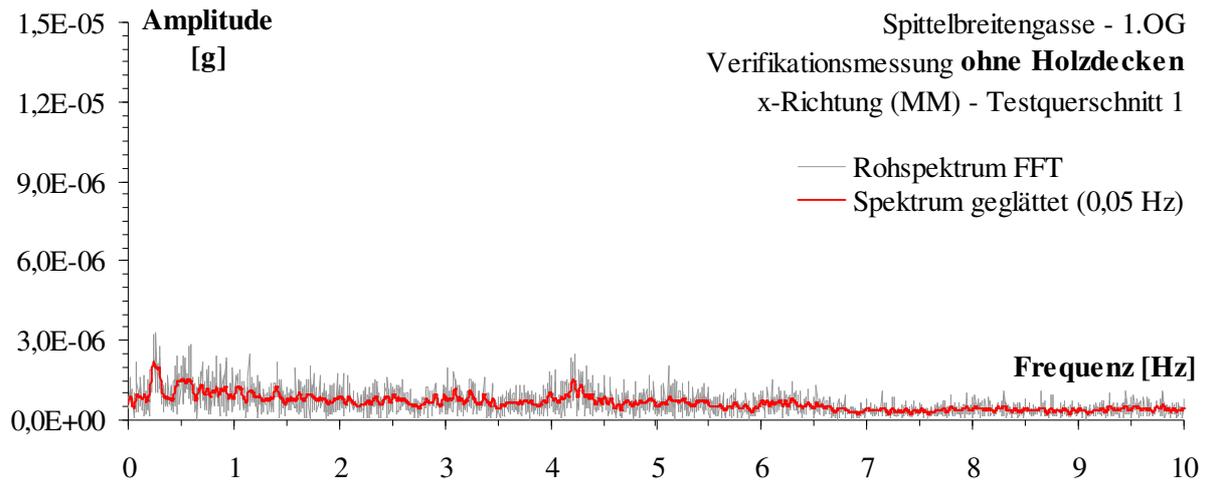


Abbildung 3.43: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in x-Richtung (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 1, Verifikationsmessung ohne Holzdecken, Position des Aufnehmers jeweils auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

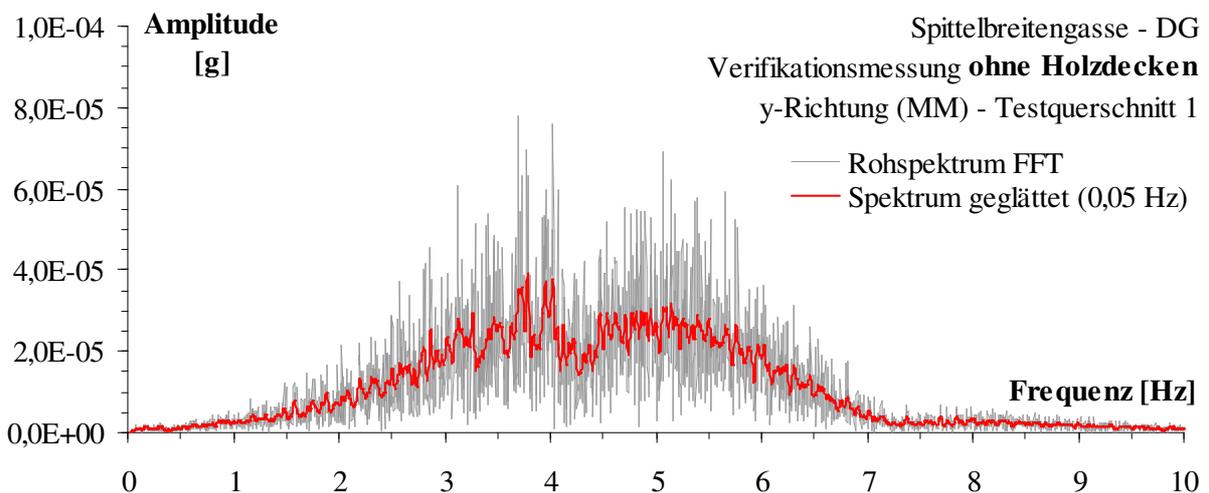
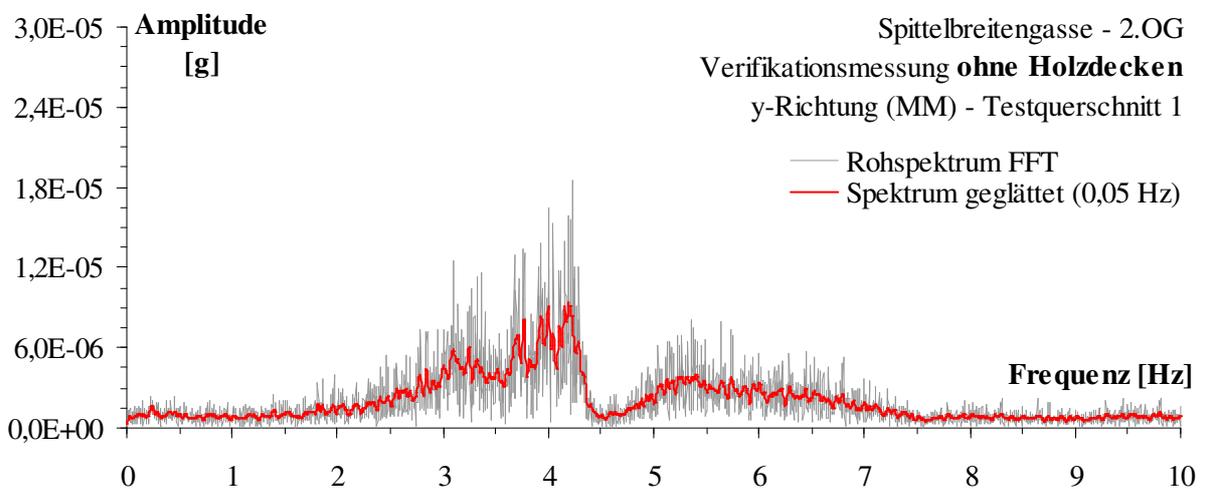
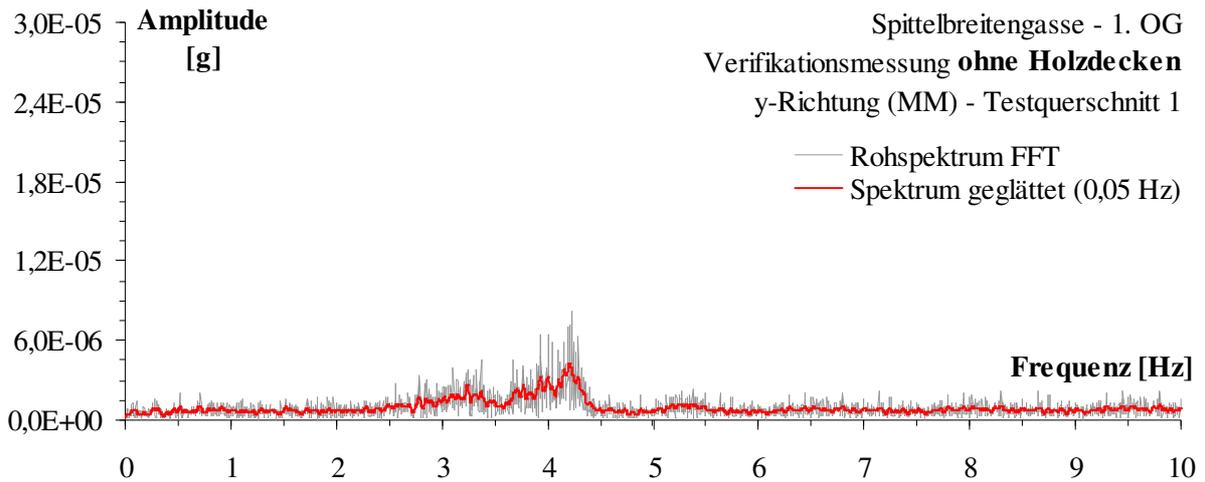


Abbildung 3.44: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in y-Richtung (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz; Ordinate mit unterschiedlicher Skalierung), Testquerschnitt 1, Verifikationsmessung ohne Holzdecken, Position des Aufnehmers jeweils auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

3.6.6.2 Schwingungsantwort nach Entfernung der Zwischenwände - Testquerschnitt 2

Die impulsförmige Anregung zur Identifikation der Eigenfrequenzen der Struktur nach Entfernung der Zwischenwände erfolgt in x-Richtung im Dachgeschoß an der Mittelmauer im Bereich von Testquerschnitt 2. Ausgewählte Frequenzspektren der Schwingungskomponente in x-Richtung sind in Abbildung 3.45, jene der Schwingungskomponente in y-Richtung in Abbildung 3.46 gezeigt.

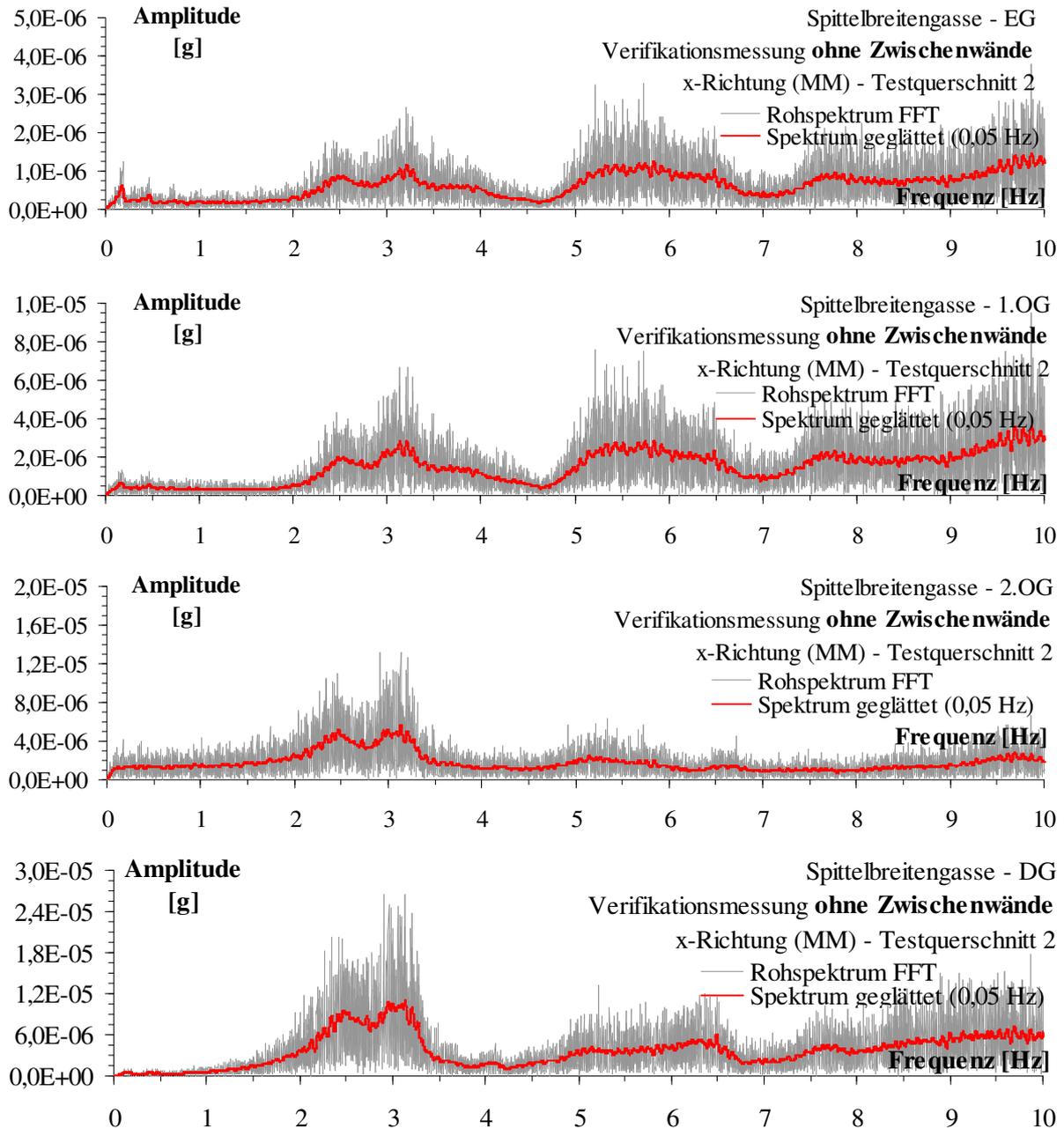


Abbildung 3.45: Frequenzspektrum der x-Komponente (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz; Ordinate mit unterschiedlicher Skalierung), Testquerschnitt 2, Verifikationsmessung ohne Zwischenwände, Position des Aufnehmers jeweils auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

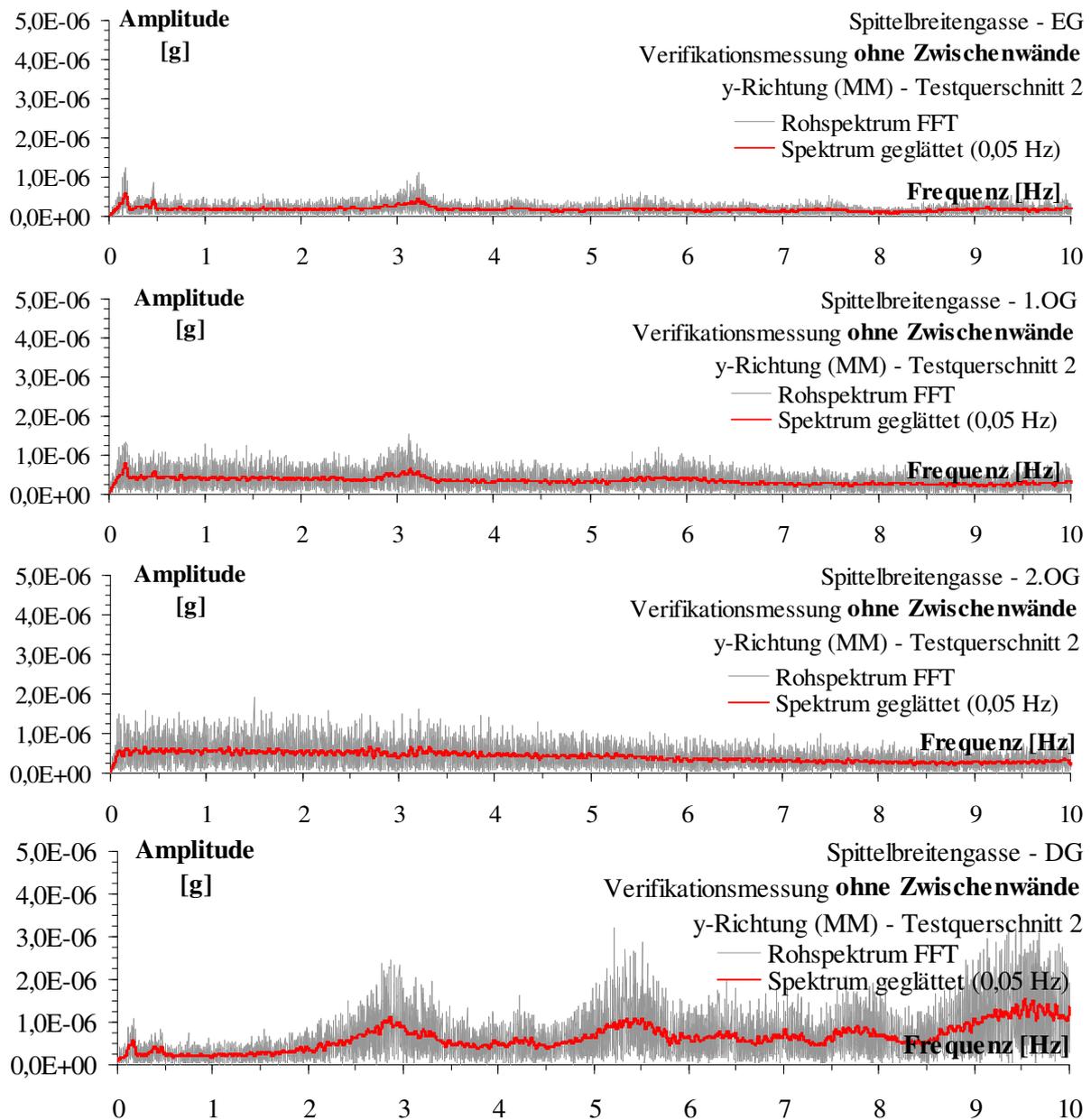


Abbildung 3.46: Frequenzspektrum der y-Komponente (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Verifikationsmessung ohne Zwischenwände, Position des Aufnehmers jeweils auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

Analog zur Basismessung zeigen die Frequenzspektren der Schwingungskomponente in x-Richtung deutlich höhere Amplituden und eindeutigeren Antwortspitzen als jene der y-Richtung. Der Vergleich der Abbildung 3.45 mit der Abbildung 3.28 zeigt, dass die Eigenfrequenzen beim modifizierten Gebäude ohne Zwischenwände wesentlich kleiner sind als beim Gebäude im Originalzustand. Eine Gegenüberstellung der maßgeblichen Frequenzspektren der Basismessung und der Verifikationsmessungen erfolgt später im Abschnitt 3.6.7.

3.6.6.3 Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen und Dämpfungsmaß des Gebäudes nach partieller Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände

Wie bereits in Abschnitt 3.6.4.4 erläutert, ist rein durch die messtechnischen Untersuchungen in den beiden Testquerschnitten zwar eine Bestimmung der Frequenzen der Antwortspitze möglich, nicht jedoch eine genaue Zuordnung zu Eigenschwingungsformen. Dazu wurden wiederum Messungen unter der in Abbildung 3.21 dargestellten Aufstellung der Beschleunigungsaufnehmer über das gesamte Dachgeschoß, und numerische Vergleichsuntersuchungen mit Hilfe eines modifizierten dreidimensionalen Finite-Elemente-Modells unter Berücksichtigung aller entfernten Holzdecken- und Zwischenwandelementen durchgeführt.

Aus den Ergebnissen der Verifikationsmessung am Testquerschnitt 1 nach Entfernung der Holztramdecken können Frequenzen bei maximalen Antwortamplituden identifiziert werden, die in Tabelle 3.10 dargestellt sind. In weiterer Folge lassen sich aus den Ergebnissen der messtechnischen Untersuchung am Testquerschnitt 2 nach der Entfernung der Zwischenwände im Bereich des Trakts Singrienergasse Frequenzen bei maximalen Antwortamplituden ablesen, die in Tabelle 3.11 angegeben werden.

Frequenzen - Testquerschnitt 1	
x-Komponente [Hz]	y-Komponente [Hz]
-	4,0
4,2	4,2
5,4	-

Tabelle 3.10: Zu Antwortspitzen der FFT-Spektren gehörige Frequenzen des Gebäudes im Bereich von Testquerschnitt 1 nach Entfernung der Holzdecken.

Frequenzen - Testquerschnitt 2	
x-Komponente [Hz]	y-Komponente [Hz]
2,5	-
-	2,9
3,1	3,1
4,1	-
5,3	5,3

Tabelle 3.11: Zu Antwortspitzen der FFT-Spektren gehörige Frequenzen des Gebäudes im Bereich von Testquerschnitt 2 nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände.

Die globalen Eigenfrequenzen des Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände können vor allem aus den Ergebnissen der Verifikationsmessung am Testquerschnitt 2, gemäß Tabelle

3.11 abgeleitet werden. Die erste globale Eigenfrequenz des Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände kann bei einer Frequenz von $f_1^{(V)} = 2,5$ Hz identifiziert werden. Wie bereits beim Gebäude im Originalzustand tritt bei der ersten globalen Eigenfrequenz im Frequenzantwortspektrum der x-Komponente von Testquerschnitt 2 ein relativ breites Frequenzband mit einer eindeutig dominierenden Amplitude bei der identifizierten ersten Eigenfrequenz $f_1^{(V)} = 2,5$ Hz auf, siehe Abbildung 3.45. Die zweite, dritte und vierte globale Eigenfrequenz konnten bei einer maximalen Antwortamplitude bei $f_2^{(V)} = 3,1$ Hz, $f_3^{(V)} = 4,1$ Hz und $f_4^{(V)} = 5,3$ Hz identifiziert werden.

Analog zur Basismessung erfolgt die messtechnische Bestimmung der zur Grundfrequenz zugehörigen Eigenschwingungsform anhand der Strukturantworten, die zufolge der Untersuchung des Gesamtsystems durchgeführt wurden, wobei die Aufstellung gemäß Abbildung 3.21 gewählt wurde. Anhand dieser Messung konnte die zur ersten globalen Eigenfrequenz $f_1^{(V)} = 2,5$ Hz zugehörige Eigenschwingungsform, graphisch in Abbildung 3.47 dargestellt, bestimmt werden.

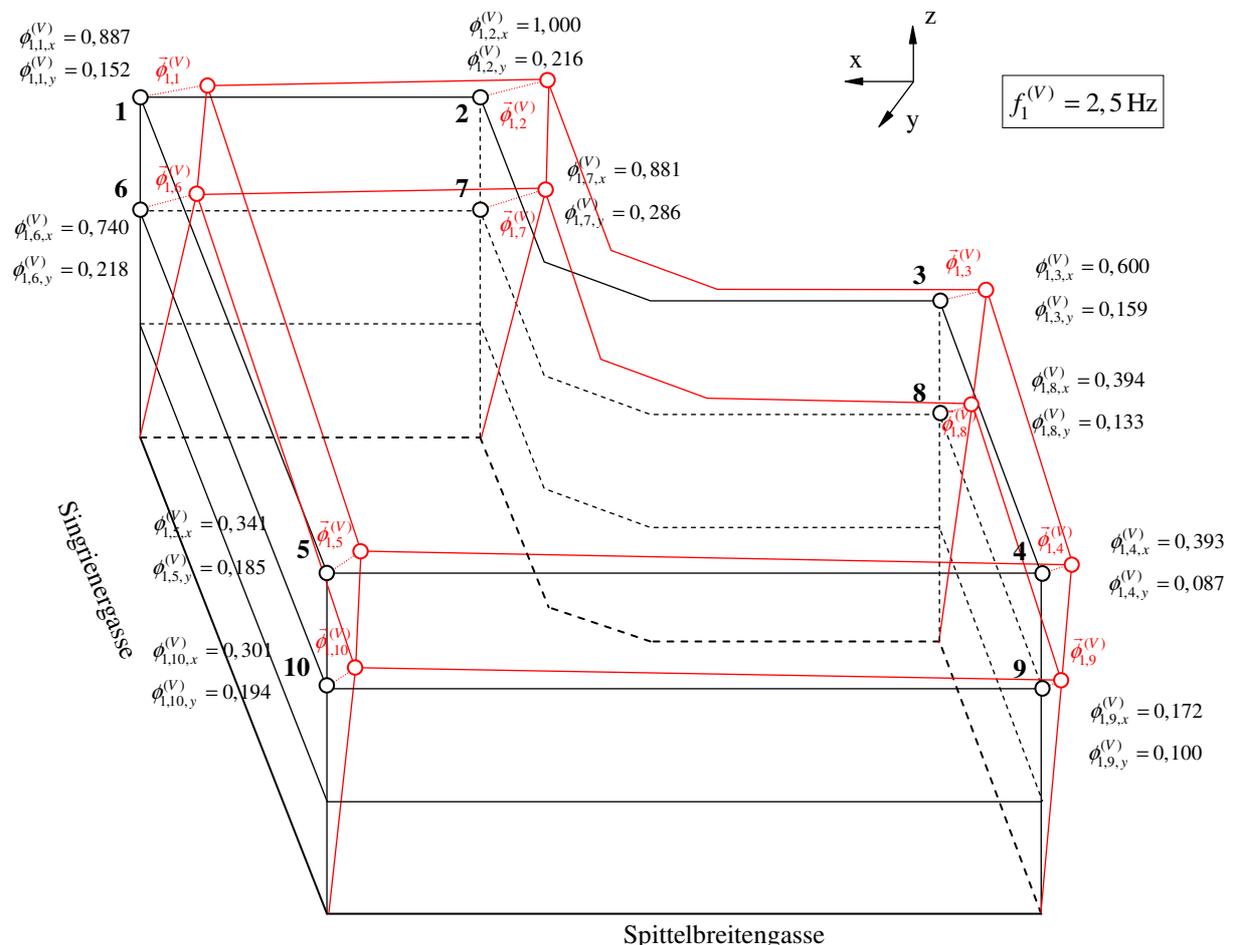


Abbildung 3.47: Eigenschwingungsform zugehörig zur messtechnisch ermittelten globalen ersten Eigenfrequenz $f_1^{(V)} = 2,5$ Hz des Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände.

Komponenten der modalen Verschiebungen der Positionen der Beschleunigungsaufnehmer.

Die Nummerierung der Positionen der Beschleunigungsaufnehmer in den Gebäudedecken erfolgte in Anlehnung an die Auswertung der Basismessung. Dargestellt werden die zur jeweiligen Position der Beschleunigungsaufnehmer gehörigen modalen Verschiebungen für die r-te Eigenschwingungsform und die i-te Aufnehmerpositionen für die Messung nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände als $\phi_{r,i,x}^{(V)}$ für die x-Komponente bzw. als $\phi_{r,i,y}^{(V)}$ für die y-Komponente der modalen Verschiebung. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Basismessung kann aus der Grundschwingungsform der Messung nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände, trotz des großen Frequenzabfalls der zugehörigen Eigenfrequenzen, nur geringe Veränderungen festgestellt werden.

In Anlehnung an Abschnitt 3.4.3 wird auch nach Entfernung der Zwischenwände die Bauwerksdämpfung zur ersten globalen Eigenfrequenz von $f_1^{(V)} = 2,5$ Hz ermittelt. Die Ergebnisse der Dämpfungsbestimmung mit Hilfe der unterschiedlichen Methoden kann Tabelle 3.12 entnommen werden.

	Dämpfungsmaß [%] zur ersten Eigenfrequenz $f_1^{(V)} = 2,5$ Hz
Bandbreitenmethode	9,5
Ermittlung über das logarithmische Dekrement	11,7

Tabelle 3.12: Ergebnisse des Dämpfungsmaßes der ersten globalen Eigenfrequenz $f_1^{(V)} = 2,5$ Hz des Gebäudes nach Entfernung der Zwischenwände im Bereich von Testquerschnitt 2.

3.6.6.4 Numerische Untersuchung - Dynamische Strukturparameter des Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände

In Anlehnung an die numerische Modellierung des Originalzustands des Gebäudes in Abschnitt 3.6.4.4 wurde eine weitere Untersuchung zur Verifikation der Ergebnisse nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände durchgeführt. Dazu wurden an dem bestehenden Modell des Gebäudes im Originalzustand jene Zwischenwandelemente entfernt, die auch tatsächlich zwischen den beiden messtechnischen Untersuchungen beseitigt wurden. Die genaue Lage dieser Zwischenwände wurde in Abschnitt 3.6.5 erläutert. Die Entfernung der Holztramdecken im Bereich von Testquerschnitt 1 wurde sowohl durch den Entfall der Deckenelemente als auch der zugehörigen Massenelemente berücksichtigt.

Die Materialparameter, geometrischen Abmessungen und Ankopplung an die benachbarten Gebäude wurden im Modell unverändert übernommen, da diese Bedingungen auch an der realen Struktur nicht verändert wurden.

Die mit Hilfe der Modalanalyse des Finite-Elemente-Programmpaketes ANSYS [Ansys, 2005] ermittelten Eigenfrequenzen und zugehörigen Eigenschwingungsformen sind in Abbildung 3.48 bis 3.50 angegeben. Entgegen der Vergleichsrechnung im Rahmen der Basismessung, bei der die numerisch ermittelte erste Eigenschwingungsform mit jener aus der messtechnischen Systemidentifikation sehr gut übereinstimmt, zeigt sich aus dem Ergebnis der Verifikationsuntersuchung eine geringfügige Verschiebung der

messtechnischen und rechnerischen Ergebnisse. Die numerisch ermittelte erste Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_1^{(V)} = 2,61$ Hz kann gemäß Abbildung 3.48 als überwiegende Biegeeigenform des Gebädetrakts Singrienergasse in x-Richtung interpretiert werden.

Die weitere numerisch ermittelte Eigenschwingungsform zur zugehörigen Eigenfrequenz von $f_2^{(V)} = 3,77$ Hz entspricht gemäß Abbildung 3.49 einer gekoppelten Biege-Torsions-Schwingung mit überwiegender Biegeschwingung des Gebädetrakts Spittelbreitengasse. Die zugehörige messtechnisch ermittelte zweite Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_2^{(V)} = 3,1$ Hz liegt deutlich unter der numerischen zweiten Eigenschwingungsform.

In weiterer Folge tritt als dritte globale Eigenschwingungsform zur zugehörigen Eigenfrequenz von $f_3^{(V)} = 4,08$ Hz aus der Modalanalyse des dreidimensionalen Finite-Elemente-Modells wiederum eine gekoppelte Biege-Torsions-Schwingung auf, siehe Abbildung 3.50.

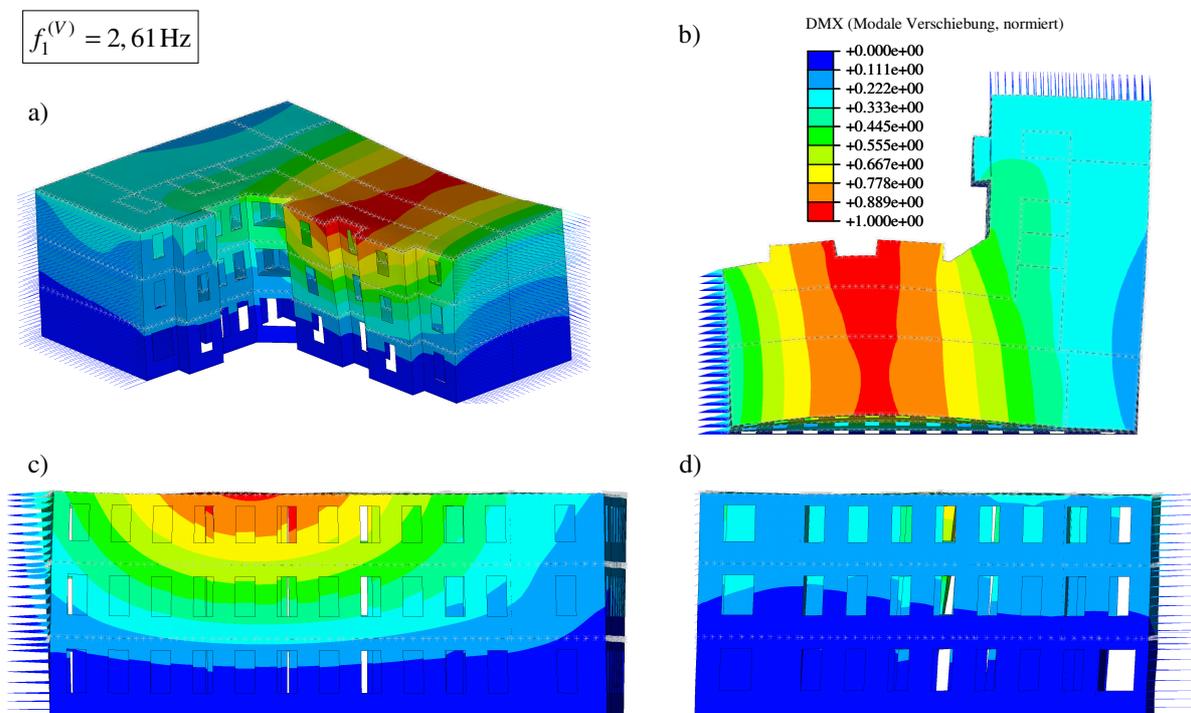


Abbildung 3.48: Numerische Modalanalyse Testobjekt Spittelbreitengasse nach Entfernen der Zwischenwände. Erste globale Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_1^{(V)} = 2,61$ Hz; a) Isometrische Ansicht, b) Grundriss, c) Ansicht Singrienergasse, d) Ansicht Spittelbreitengasse.

$$f_2^{(V)} = 3,77 \text{ Hz}$$

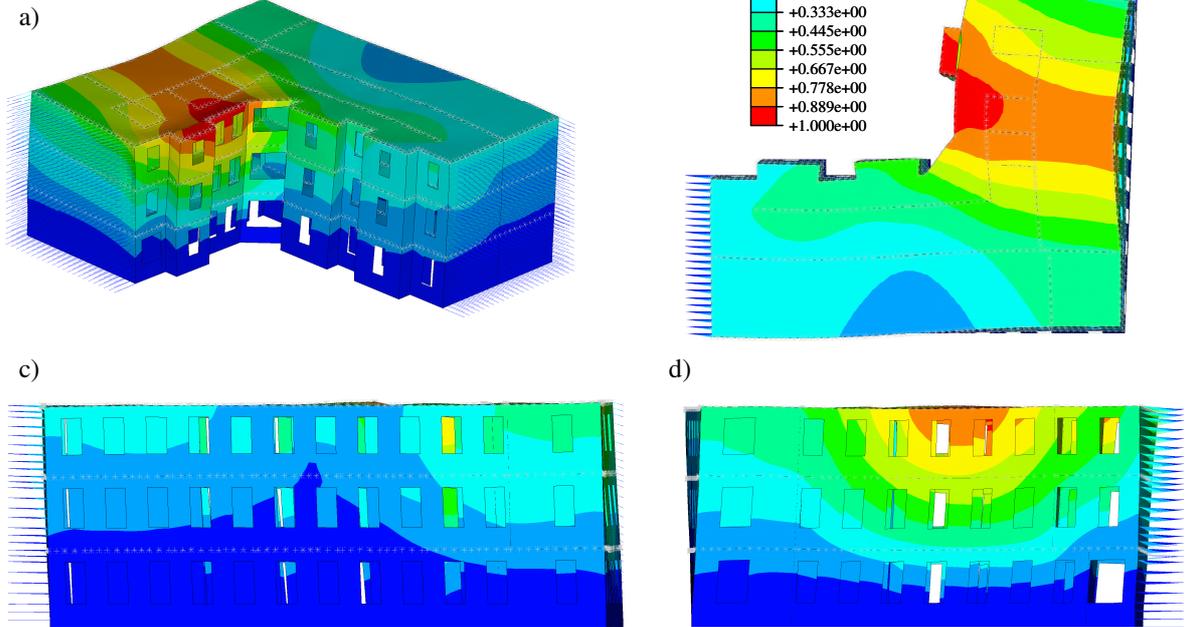


Abbildung 3.49: Numerische Modalanalyse Testobjekt Spittelbreitengasse, nach Entfernen der Zwischenwände. Zweite globale Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_2^{(V)} = 3,77 \text{ Hz}$; a) Isometrische Ansicht, b) Grundriss, c) Ansicht Singrienergasse, d) Ansicht Spittelbreitengasse.

$$f_1^{(V)} = 4,08 \text{ Hz}$$

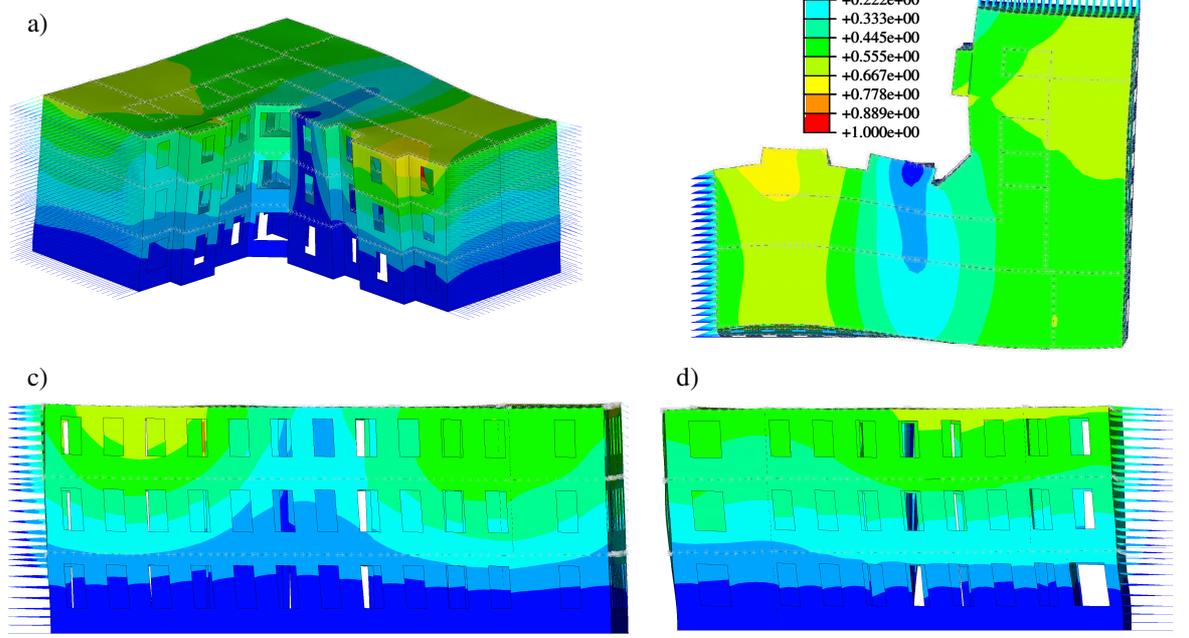


Abbildung 3.50: Numerische Modalanalyse Testobjekt Spittelbreitengasse, nach Entfernen der Zwischenwände. Dritte globale Eigenschwingungsform bei einer Eigenfrequenz von $f_3^{(V)} = 4,08 \text{ Hz}$; a) Isometrische Ansicht, b) Grundriss, c) Ansicht Singrienergasse, d) Ansicht Spittelbreitengasse.

3.6.6.5 Gegenüberstellung der messtechnisch und numerisch bestimmten Eigenfrequenzen des Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände

Die aus der messtechnischen Untersuchung bestimmten Eigenfrequenzen des Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände werden den aus der Modalanalyse anhand des numerischen Modells ermittelten Eigenfrequenzen gegenübergestellt, siehe Tabelle 3.13.

	Messtechnisch bestimmte Eigenfrequenz [Hz]	Numerisch ermittelte Eigenfrequenz [Hz]
$f_1^{(V)}$	2,5	2,61
$f_2^{(V)}$	3,1	3,77
$f_3^{(V)}$	4,1	4,08
$f_4^{(V)}$	5,3	-

Tabelle 3.13: Gegenüberstellung der messtechnisch und numerisch bestimmten Eigenfrequenzen des ursprünglich angetroffenen Gebäudes nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände.

Aus Tabelle 3.13 lässt sich eine relativ gute Übereinstimmung der ersten und dritten ermittelten Eigenfrequenz zufolge messtechnischer und numerischer Bestimmung erkennen. Die zweite numerische ermittelte Eigenfrequenz liegt deutlich über der aus den messtechnischen Untersuchungen bestimmten zweiten Eigenfrequenz. Eine mögliche Ursache für diese Differenz im Zustand nach dem Entfernen der Holzdecken und Zwischenwände liegt in der im numerischen Modell überschätzten Kopplung der beiden Gebäudetrakte. Wie aus der numerisch ermittelten ersten und zweiten Eigenschwingungsform eindeutig ersichtlich ist, trägt vor allem der Gebäudetrakt Singrienergasse zu den globalen Eigenschwingungsformen bei. Durch die vergleichsweise zu steife Verbindung im Bereich der Gebäudeecke resultiert in der numerischen Simulation vor allem bei der zweiten globalen Eigenschwingungsform eine deutlich höhere Eigenfrequenz.

3.6.6.6 Ergebnisse Verifikationsmessung Testquerschnitt 2 (Entfernung Dachkonstruktion)

Nach dem teilweisen Abbruch der Dachkonstruktion konnten gemäß Abschnitt 3.6.5.3 nur mehr messtechnische Untersuchungen im Bereich von Testquerschnitt 2 durchgeführt werden. Da daraus nicht eindeutig auf die globalen Schwingungsformen des Gesamtgebäudes geschlossen werden kann, wurden diese Ergebnisse nur mit den Ergebnissen der Verifikationsmessung nach Entfernen der Zwischenwände verglichen. Die Frequenzspektren der Verifikationsmessung in Testquerschnitt 2 nach teilweisem Abbruch der Dachkonstruktion sind für die x-Komponente in Abbildung 3.51 und für die y-Komponenten in Abbildung 3.52 dargestellt. Aus den spektralen Beschleunigungsantworten in x-Richtung sind vor allem im 2. Obergeschoß und im Dachgeschoß sehr deutliche Antwortspitzen erkennbar.

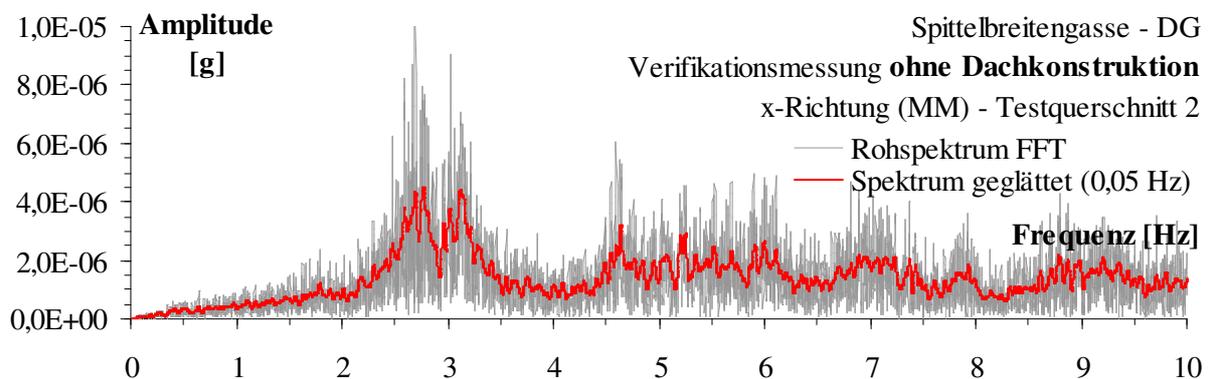
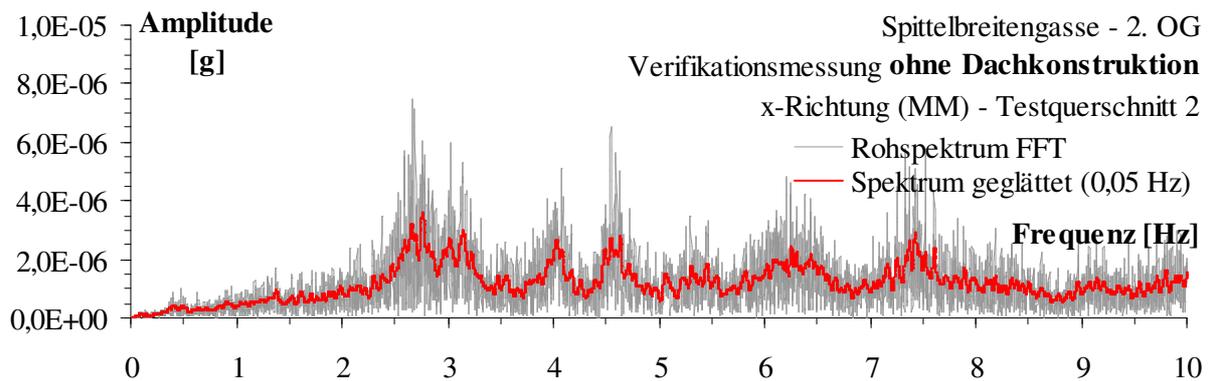
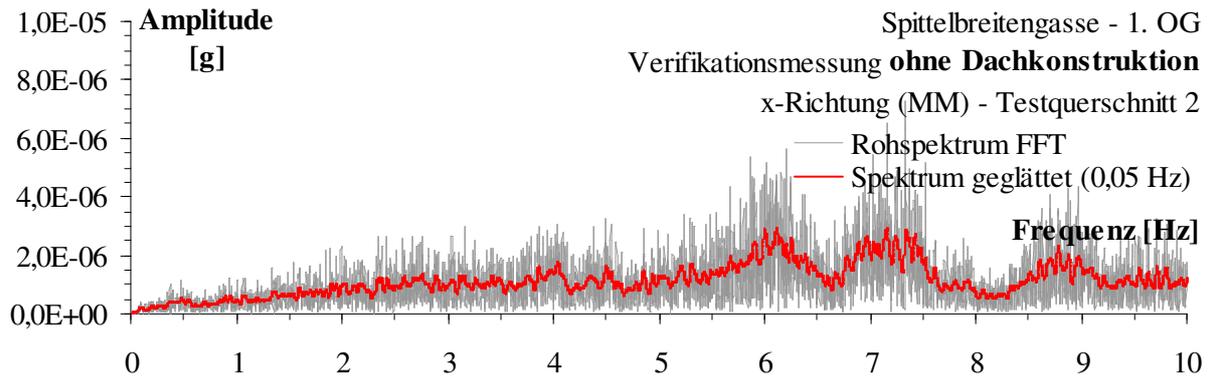
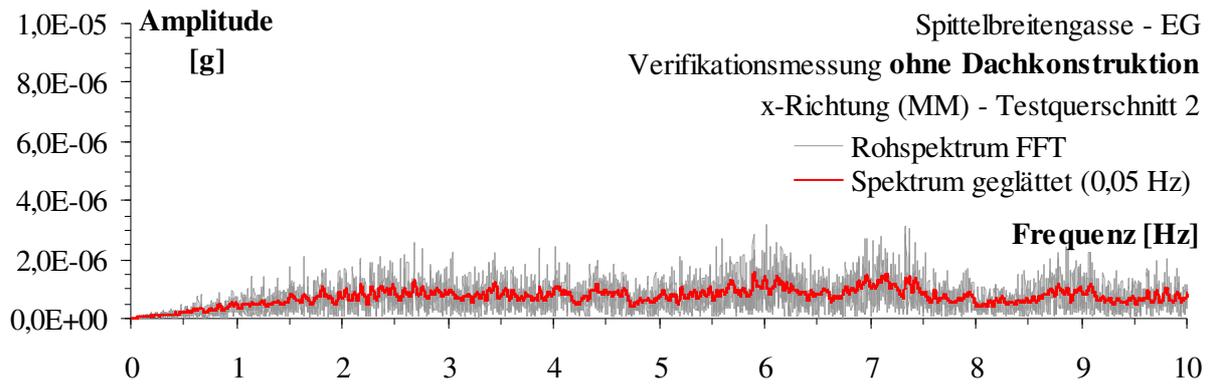


Abbildung 3.51: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in x-Richtung (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Verifikationsmessung nach Entfernung der Dachkonstruktion, Position des Aufnehmers jeweils auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

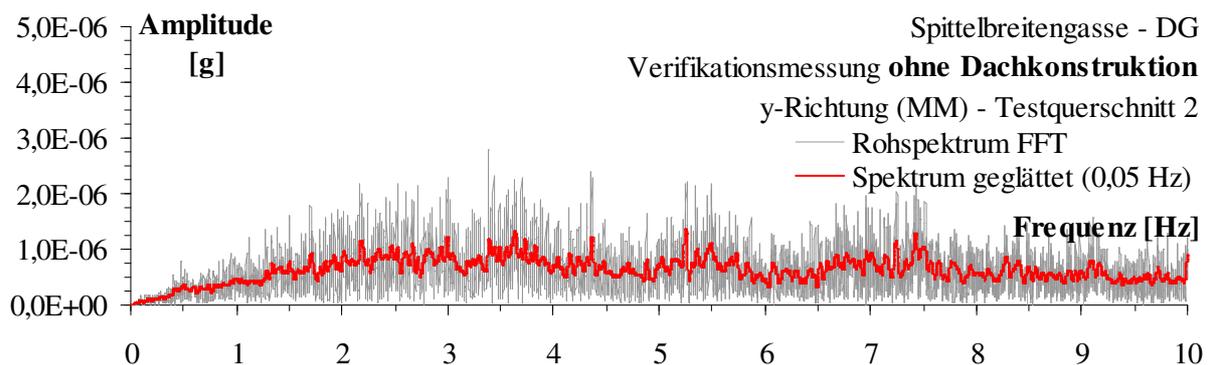
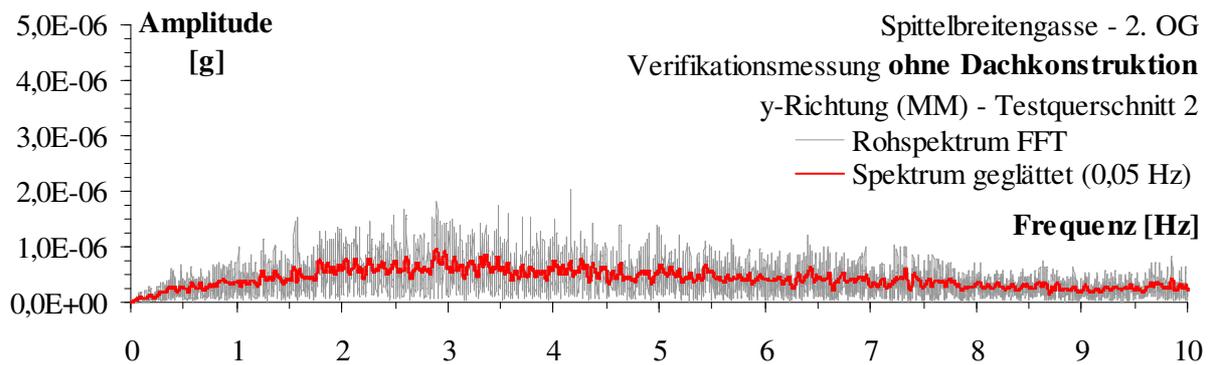
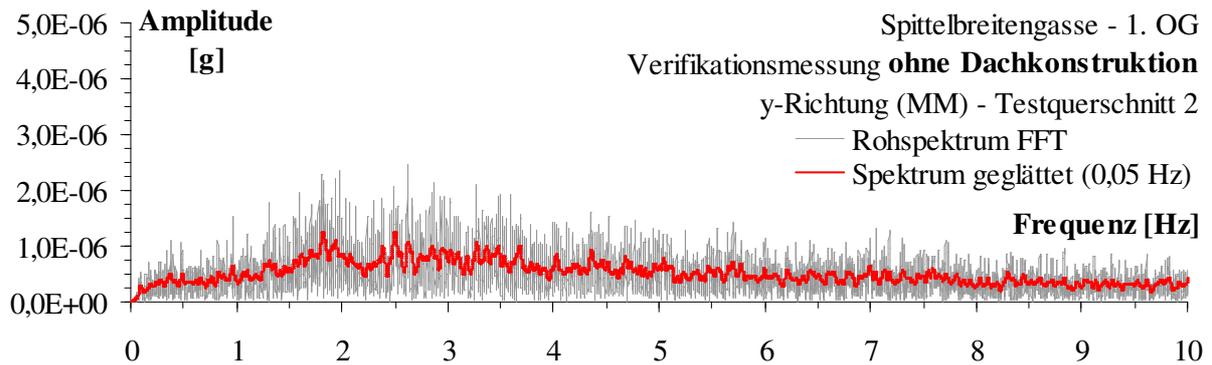
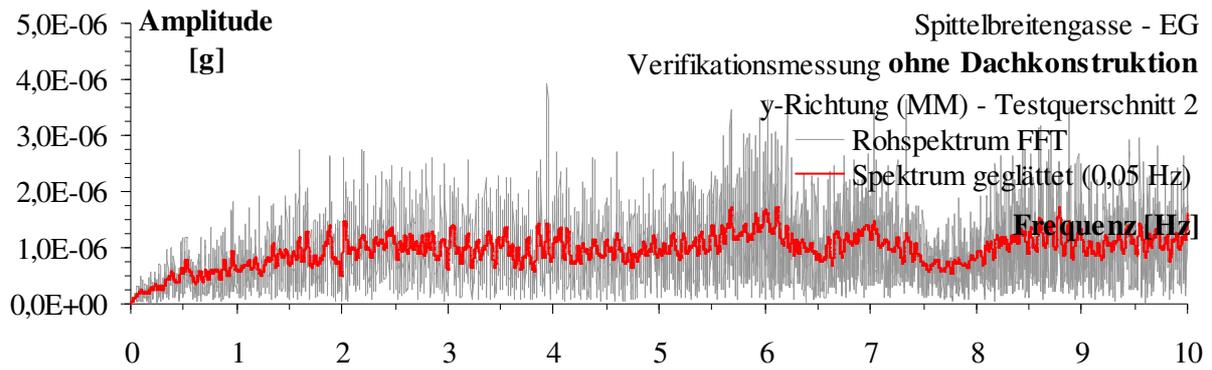


Abbildung 3.52: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in y-Richtung (Rohspektrum und Spektrum über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Verifikationsmessung nach Entfernung der Dachkonstruktion, Position des Aufnehmers jeweils auf der Mittelmauer der Geschosse des Objekts Spittelbreitengasse 30.

3.6.7 Gegenüberstellung der dynamischen Strukturparameter des Gebäudes im Originalzustand und im modifizierten Zustand

3.6.7.1 Partielle Entfernung der Holztramdecken im Gebäudetrakt Spittelbreitengasse

Die Auswirkungen der lokalen Entfernung der Holztramdecken im Bereich von Testquerschnitt 1 ist in Abbildung 3.53 für die Antwort der Schwingungskomponenten in y-Richtung im 2. Obergeschoß und in Abbildung 3.54 für die Antwort der Schwingungskomponenten in y-Richtung im Dachgeschoß dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass sich die Frequenzspektren der Basis- und Verifikationsmessung nur geringfügig unterscheiden.

Beim direkten Vergleich der spektralen Beschleunigungsantworten ist jedoch zu beachten, dass die beiden Messungen von unterschiedlichen Einflüssen und Randbedingungen, wie etwa Steifigkeit des Untergrunds aufgrund der Temperaturbedingungen, Grundwasserstand und Witterungsbedingungen, abhängig sind. Durch die geringe zeitliche Differenz zwischen Basismessung (15. September 2008) und Verifikationsmessung nach Entfernung der Holztramdecken (2. Oktober 2008) und den vergleichbaren Witterungsbedingungen kann der Einfluss aus diesen Parametern vernachlässigt werden. Zusätzlich ist zu beachten, dass, wie bereits in Abschnitt 3.6.5.1 erwähnt, beim Entfernen der Holztramdecken auch die direkten seitlichen Zwischenwände entfernt werden mussten, wodurch die globale Masse der Struktur reduziert wurde.

Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Randbedingungen vor und nach dem Entfernen der Holztramdecken und des grundsätzlich relativ steifem Gebäudequerschnitts ist demzufolge eine Bestimmung der Steifigkeitsänderung durch das Entfernen der Holztramdecken mit dem in Testquerschnitt 1 durchgeführten Versuchsablauf nicht eindeutig möglich.

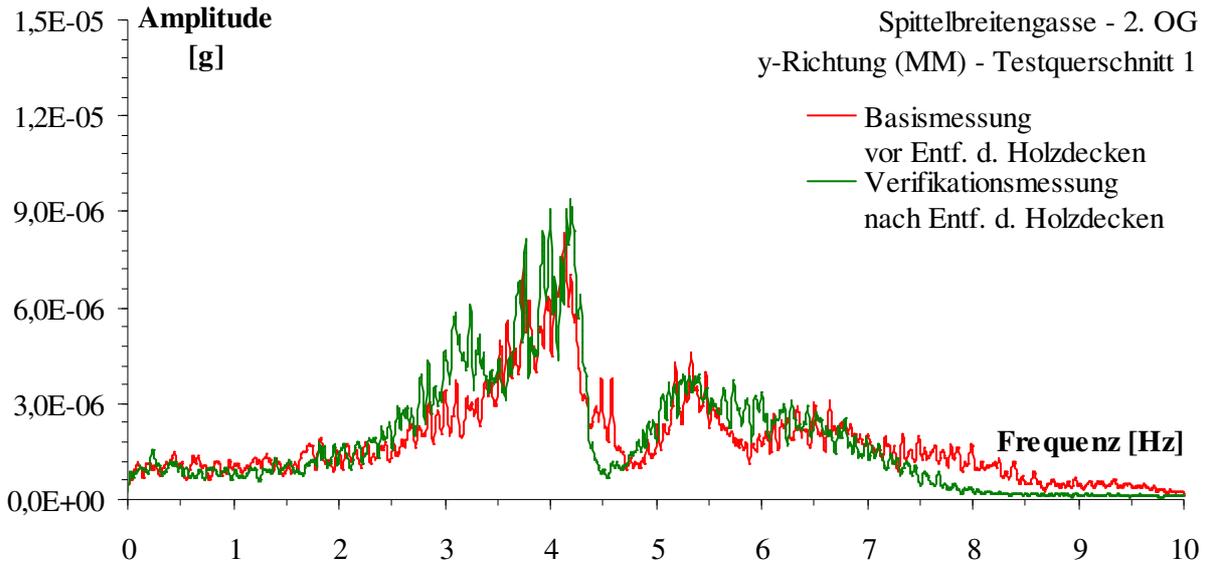


Abbildung 3.53: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in y-Richtung (Spektren über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 1, Gegenüberstellung Basismessung und Verifikationsmessung nach Entfernung der Holztramdecken, Position des Aufnehmers im 2. OG, Mittelmauer des Objekts Spittelbreitengasse 30.

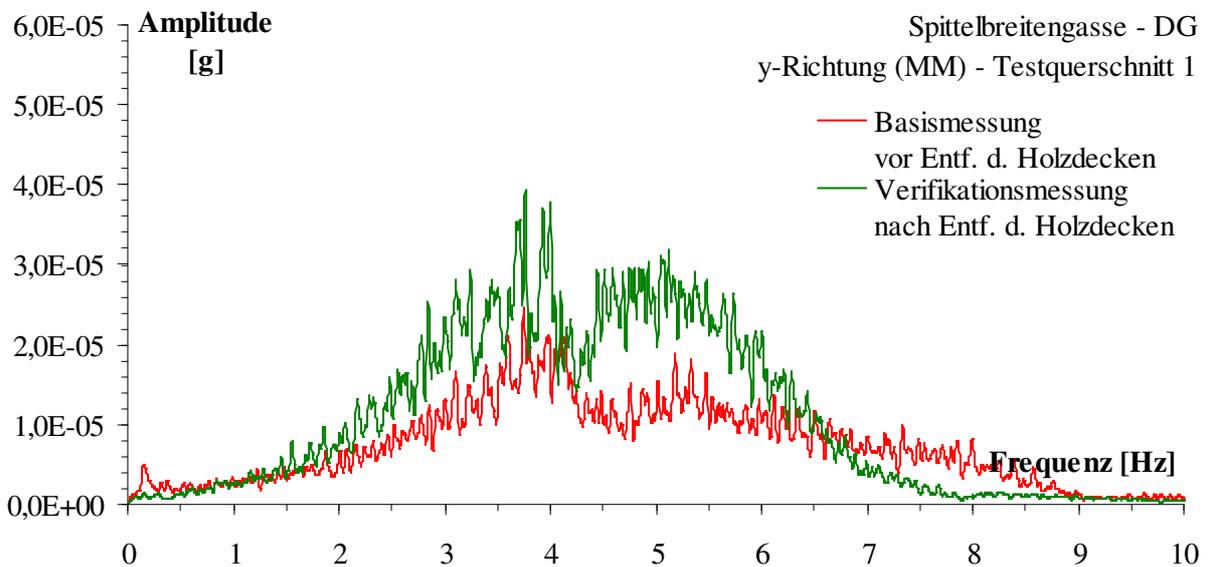


Abbildung 3.54: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in y-Richtung (Spektren über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 1, Gegenüberstellung Basismessung und Verifikationsmessung nach Entfernung der Holztramdecken, Position des Aufnehmers im DG, Mittelmauer des Objekts Spittelbreitengasse 30.

3.6.7.2 Entfernung der Zwischenwände - Gebädetrakt Spittelbreitengasse

Im Vergleich zu den Untersuchungen im Bereich von Testquerschnitt 1 wurde durch das Entfernen der Zwischenwände, deren Abbruchmaterial seitlich auf den Holztramdecken gelagert wurde, die Massenverteilung des Gebäudes nur vernachlässigbar geändert. Damit können die Reduktionen der Eigenfrequenzen direkt auf die Änderungen der Steifigkeitsverhältnisse in Testquerschnitt 2 bezogen werden.

In Abbildung 3.55 sind die Frequenzspektren für die Antworten der Schwingungskomponenten in x-Richtung im 2. Obergeschoß und in Abbildung 3.56 für die Antworten der Schwingungskomponenten in x-Richtung im Dachgeschoß des Testquerschnitts 2 dargestellt. Darin bezeichnet $f_1^{(B)}$ die erste globale Eigenfrequenz der Basismessung vor Entfernung der Zwischenwände und $f_1^{(V)}$ die erste globale Eigenfrequenz der Verifikationsmessung nach Entfernung der Zwischenwände. Aus diesen beiden Antwortspitzen kann der Frequenzabfall zufolge des Entfernens der Zwischenwände am deutlichsten abgelesen werden.

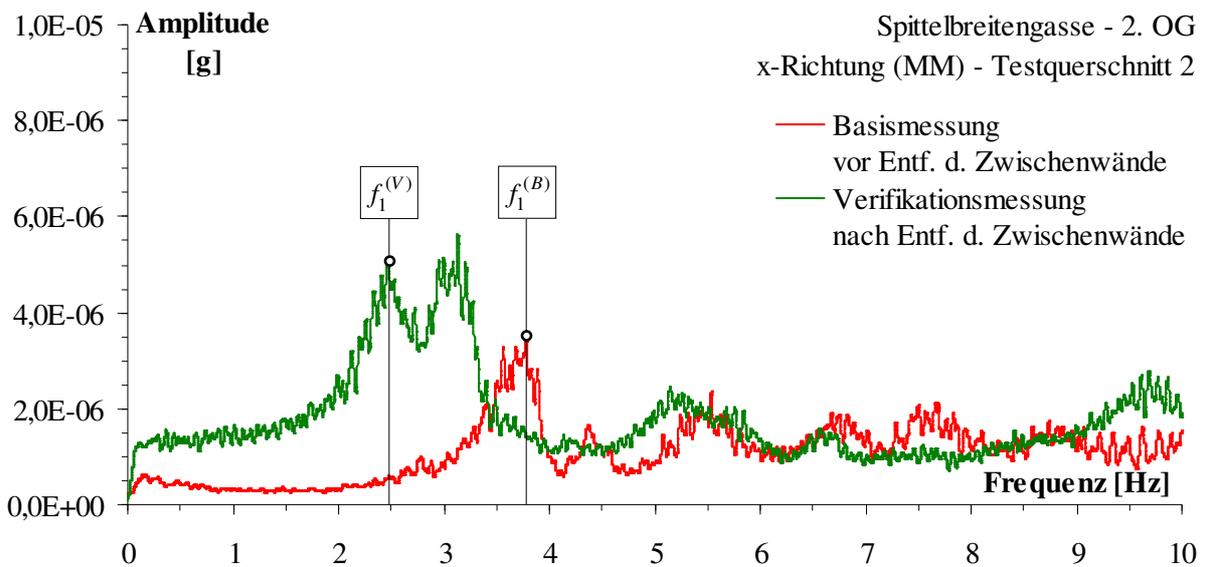


Abbildung 3.55: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in x-Richtung (Spektren über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Gegenüberstellung Basismessung und Verifikationsmessung nach Entfernung der Zwischenwände, Position des Aufnehmers im 2. OG, Mittelmauer des Objekts Spittelbreitengasse 30.

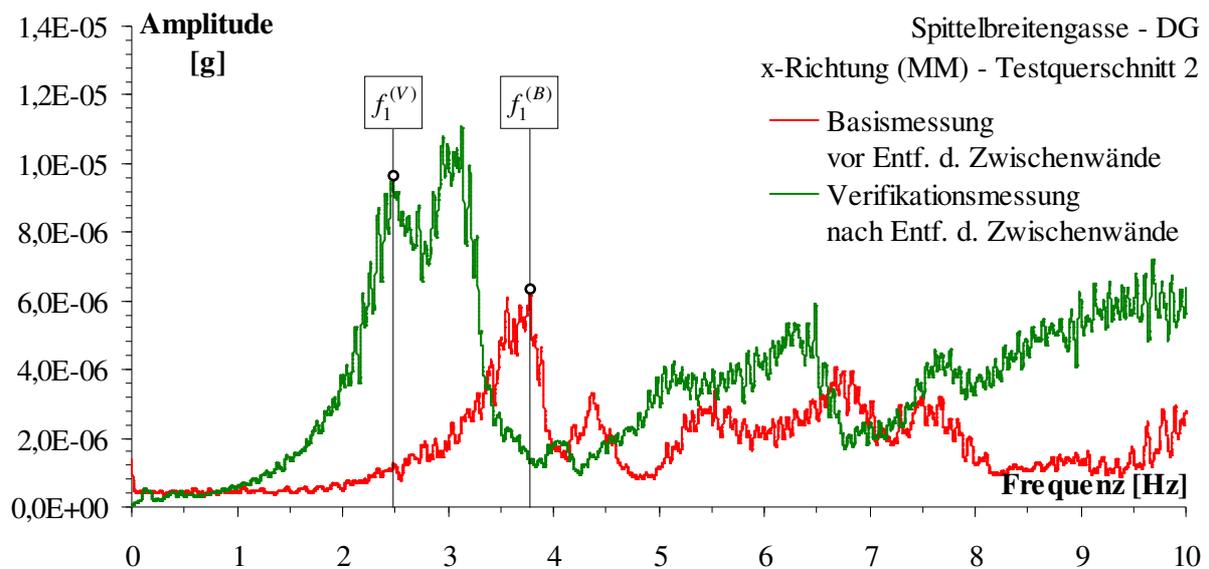


Abbildung 3.56: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in x-Richtung (Spektrn über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Gegenüberstellung Basismessung und Verifikationsmessung nach Entfernung der Zwischenwände, Position des Aufnehmers im DG, Mittelmauer des Objekts Spittelbreitengasse 30.

Der aus der Gegenüberstellung des Basiszustands des Gebäudes mit dem modifizierten Zustand des Gebäudes ohne Zwischenwände und Holztramdecken resultierende Abfall der ersten globalen Eigenfrequenz ist quantitativ in Tabelle 3.14 dargestellt.

	Bestandszustand	Modifizierter Zustand
Erste globale Eigenfrequenz	$f_1^{(B)} = 3,8 \text{ Hz}$	$f_1^{(V)} = 2,5 \text{ Hz}$

Tabelle 3.14: Gegenüberstellung der ersten globalen Eigenfrequenz aus der Systemidentifikation des Gebäudezustands vor und nach Entfernung der Zwischenwände und Holztramdecken.

Aus diesen Ergebnissen kann geschlossen werden, dass die deutliche Veränderung der horizontalen spektralen Gebäudeantworten ursächlich mit der strukturellen Veränderung des Gebäudes durch den Abbruch der Zwischenwände verbunden ist. Der relative Abfall der ersten globalen Eigenfrequenz beträgt gemäß Tabelle 3.15 1,3 Hz.

	Frequenzabfall Δf [Hz]	Frequenzabfall Δf [%]
Erste globale Eigenfrequenz	1,3 Hz	34 %

Tabelle 3.15: Relativer Abfall der ersten globalen Eigenfrequenz aus der Systemidentifikation des Gebäudezustands vor und nach der Entfernung der Zwischenwände und Holztramdecken.

Aus den Ergebnissen der Verifikationsmessung wurde zusätzlich auch eine Gegenüberstellung der Strukturantworten der einzelnen Geschoße in sich durchgeführt. Dazu wurden die Antworten der Beschleunigungssensoren der tragenden Außenmauer, den Antworten der Aufnehmer der tragenden Mittelmauer und tragenden Innenmauer gegenübergestellt.

Die Ergebnisse dieser Gegenüberstellungen werden in Abbildung 3.57 geschoßweise für das erste und zweite Obergeschoß sowie für das Dachgeschoß gezeigt. Besonders auffällig ist dabei die nahezu identische Schwingungsantwort der unterschiedlichen tragenden Wände für alle untersuchten Geschoße. Da die tragende Außen- und Innenmauer in den oberen Geschoßen im Vergleich zur tragenden Mittelmauer durch die geringere Mauerstärke eine deutlich geringere Steifigkeit aufweist, kann dieser Effekt einer vollständigen Kopplung der Außen-, Innen- und Mittelmauer durch die verbleibenden Holztramdecken zugeschrieben werden, da in x-Richtung sämtliche Mauerwerkselemente im Bereich von Testquerschnitt 2 entfernt worden sind.

Aus diesen Ergebnissen kann geschlossen werden, dass durch die Holztramdecken im Bereich kleiner Schwingungsamplituden eine Verbindung der Außen- und Innenmauer mit der Mittelmauer vorhanden ist. Wie in Abschnitt 3.6.5.1 beschrieben, liegt dies an den im Zuge der teilweisen Entfernung der Holzdecken vorgefundenen Verbindungen zwischen den Holzbalkendecken und den tragenden Mauerwerkswänden über Schliessen.

Der Vergleich der Ergebnisse der strukturellen Bauwerksdämpfung im Originalzustand des Gebäudes und nach Entfernung der Zwischenwände im Testquerschnitt 2 zeigt gemäß Tabelle 3.16 für die beiden angewandten Bestimmungsmethoden relativ deutliche Unterschiede. Im Mittel zeigen die Ergebnisse eine Zunahme der Dämpfung um etwa 50 %.

Methode	Strukturelle Bauwerksdämpfung Dimensionsloser Dämpfungskoeffizient ζ_1 [%]	
	Basismessung	Verifikationsmessung
Bandbreitenmethode	5,5	9,5
Abklingverhalten	5,0	11,7

Tabelle 3.16: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Bestimmung der strukturelle Bauwerksdämpfung mit Hilfe der unterschiedlichen Methoden für die Basis- und Verifikationsmessung, Testquerschnitt 2.

Diese Zunahme liegt mit hoher Wahrscheinlichkeit zum einen an der Ungenauigkeit der beiden Methoden zur Bestimmung der strukturellen Dämpfung und zum anderen an der durch die nach der Entfernung der Zwischenwände induzierten nichtviskosen Dämpfung durch das in den Geschoßebenen liegende Schuttmaterial, das aufgrund der relativ geringen Schwingungen des Gebäudes die Dämpfung stark beeinflusst. Bei höheren Schwingungsamplituden des Gebäudes im Erdbebenfall ist durch die fehlenden Zwischenwände ein geringerer Einfluss auf die Erhöhung der Dämpfung im Vergleich zum Zustand mit Zwischenwänden zu erwarten.

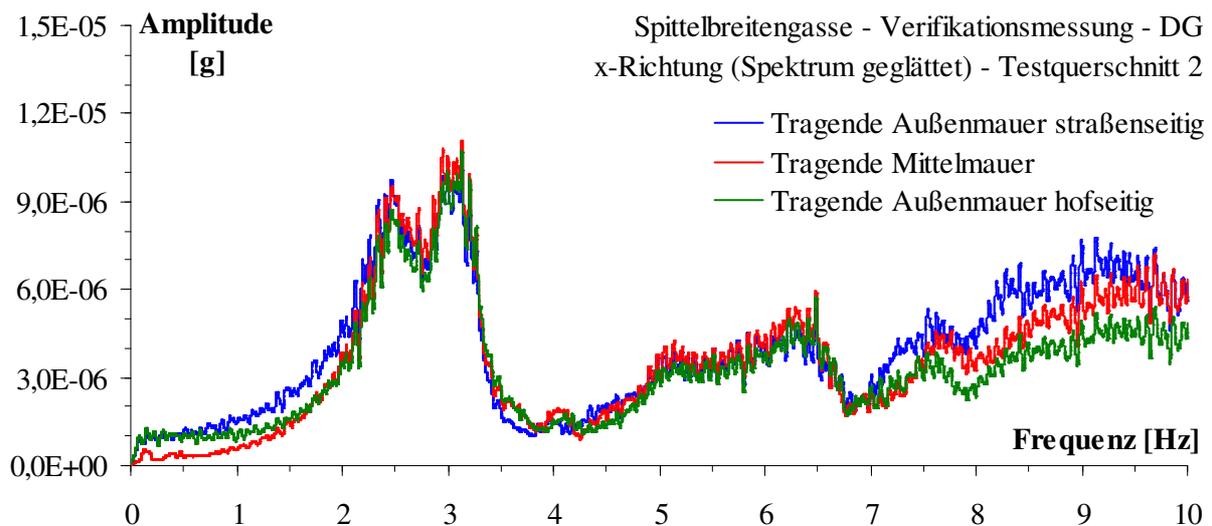
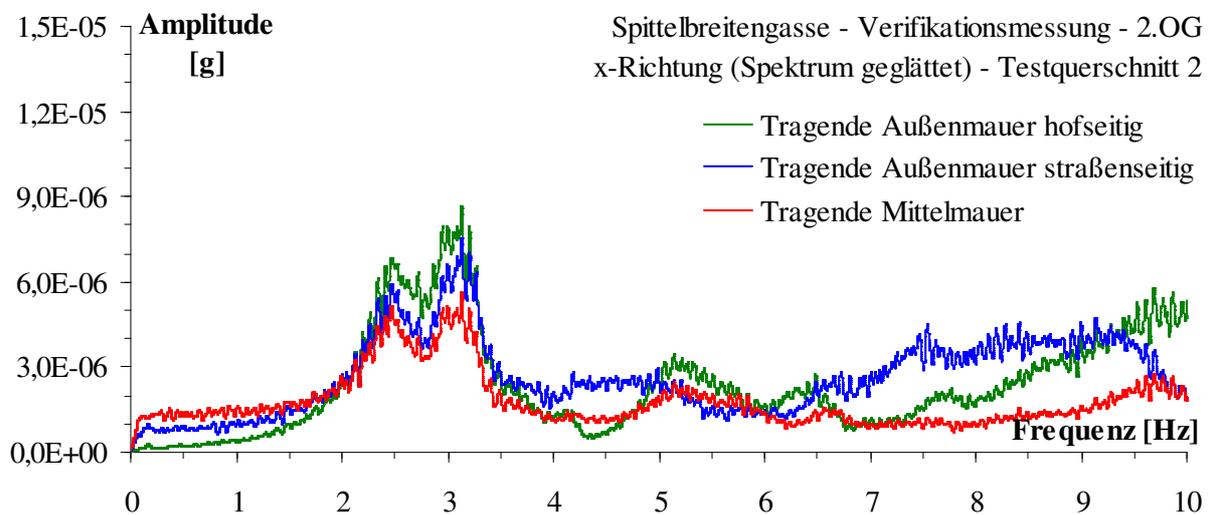
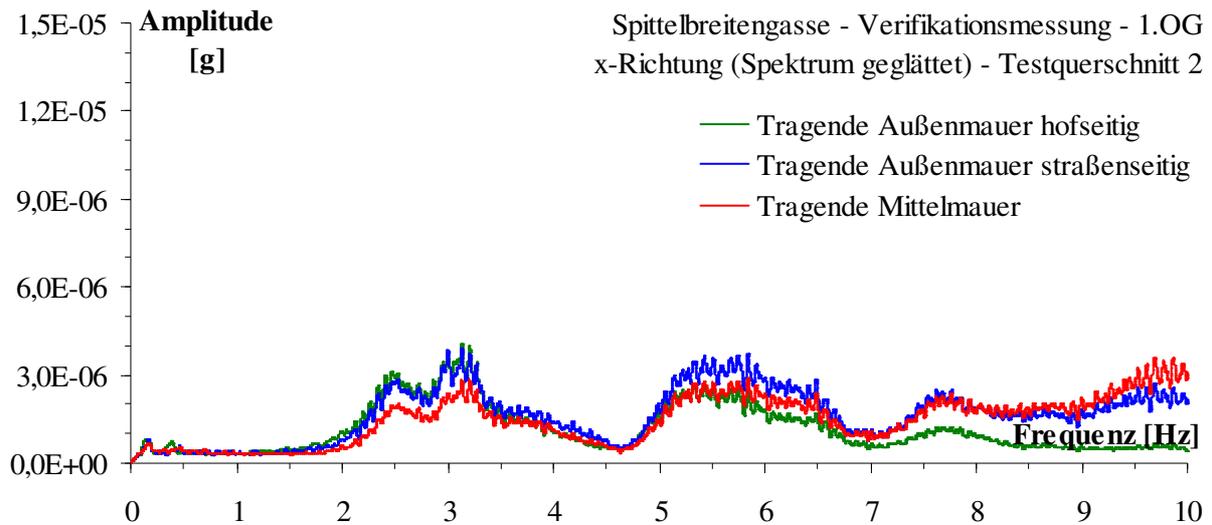


Abbildung 3.57: Frequenzspektren der Schwingungskomponente in x-Richtung (Spektren über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Gegenüberstellung der Sensorpositionen im 1. Obergeschoß, 2. Obergeschoß und Dachgeschoß, Verifikationsmessung Objekt Spittelbreitengasse 30.

3.6.7.3 Partielle Entfernung der Dachkonstruktion

Es ist zu beachten, dass durch den partiellen Abbruch der Dachkonstruktion sowohl die Steifigkeit des Gebäudes aber auch die Massenverteilung durch das Entfernen des Bauschutts in den Geschossen geändert wurde.

In Abbildung 3.58 sind die Antworten im Frequenzbereich der Schwingungskomponenten in x-Richtung im 2. Obergeschoß und in Abbildung 3.59 für die Antworten der Schwingungskomponenten in x-Richtung im Dachgeschoß des Testquerschnitts 2 dargestellt. Die aus der Gegenüberstellung des Zustands nach Entfernung der Zwischenwände mit dem Zustand nach teilweiser Entfernung der Deckenkonstruktion resultierende Änderung der ersten globalen Eigenfrequenz ist quantitativ in Tabelle 3.17 angegeben. Aus der deutlichen relativen Erhöhung der ersten globalen Eigenfrequenz gegenüber dem Zustand nach Entfernung der Holzdecken und Zwischenwände kann geschlossen werden, dass augenscheinlich der Einfluss der Änderung der Masse eine größere Auswirkung auf die Eigenfrequenzen hat, als die Steifigkeitsreduktion durch die teilweise fehlende Dachkonstruktion.

Eigenfrequenz	Zustand nach Entfernen der Zwischenwände	Zustand nach Entfernen der Zwischenwände und der Deckenkonstruktion
f_1	$f_1^{(V)} = 2,5 \text{ Hz}$	$f_1^{(V o. DK)} = 2,8 \text{ Hz}$

Tabelle 3.17: Gegenüberstellung der ersten globalen Eigenfrequenz aus der Systemidentifikation des Gebäudezustands nach Entfernung der Zwischenwände und des Zustands nach Entfernung der Dachkonstruktion.

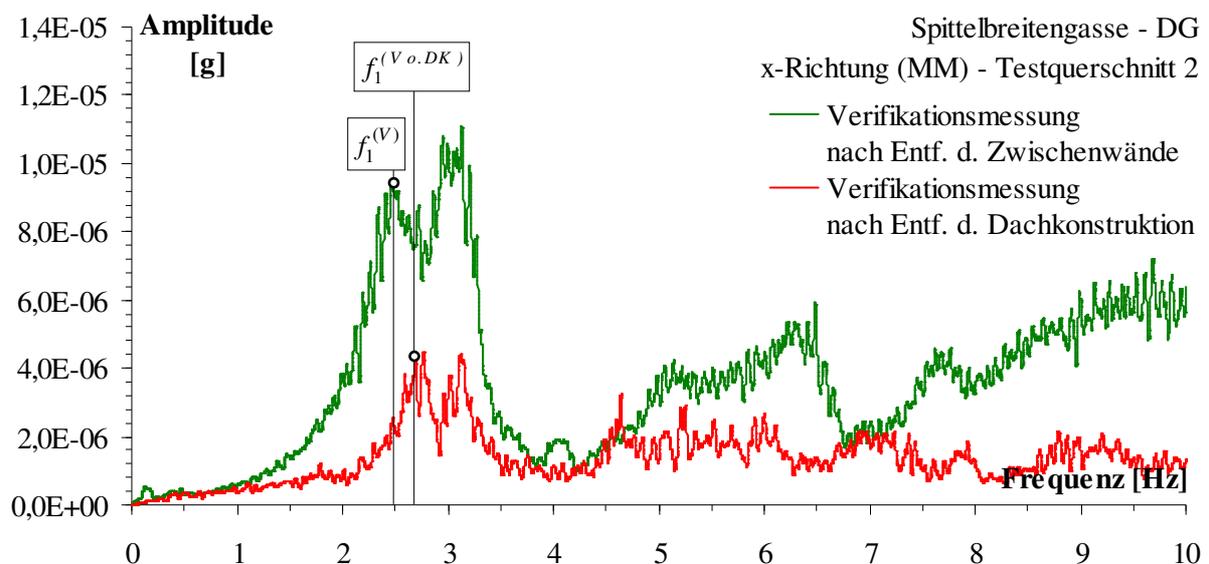


Abbildung 3.58: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in x-Richtung (Spektren über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Gegenüberstellung der Verifikationsmessung nach Entfernung der Zwischenwände mit der Verifikationsmessung nach partieller Entfernung der Dachkonstruktion, Position des Aufnehmers im 2. OG, Mittelmauer des Objekts Spittelbreitengasse 30.

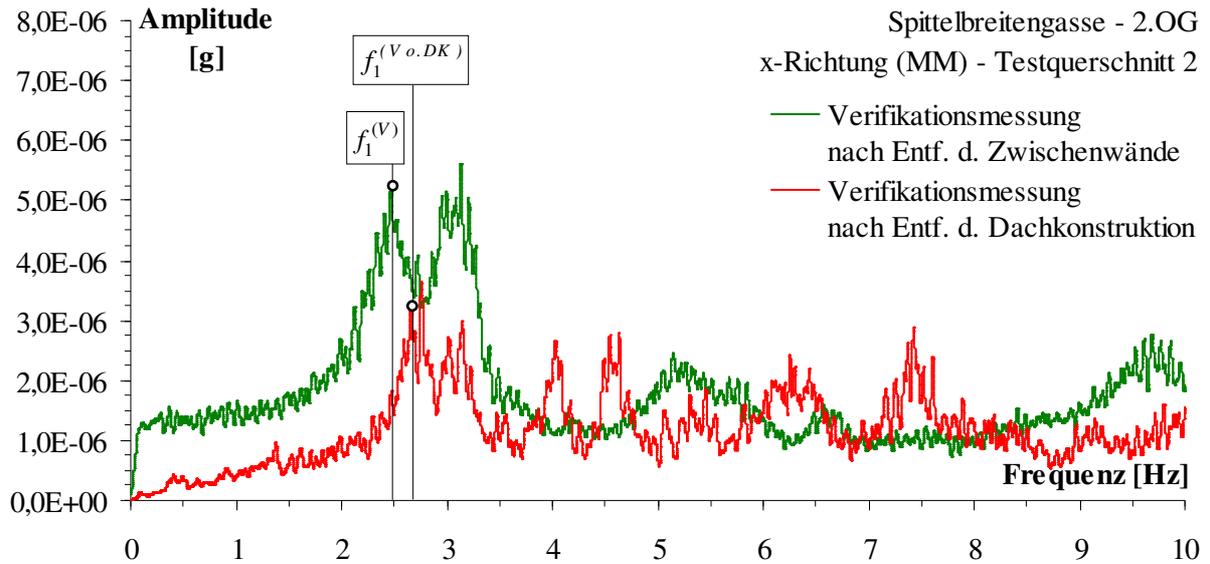


Abbildung 3.59: Frequenzspektrum der Schwingungskomponente in x-Richtung (Spektren über eine Glättungsbreite von 0,05 Hz), Testquerschnitt 2, Gegenüberstellung der Verifikationsmessung nach Entfernung der Zwischenwände mit der Verifikationsmessung nach partieller Entfernung der Dachkonstruktion, Position des Aufnehmers im DG, Mittelmauer des Objekts Spittelbreitengasse 30.

3.6.8 Abschätzung der Steifigkeitsreduktion zufolge der Entfernung der Zwischenwände

Um die Ergebnisse der messtechnischen Untersuchungen zum Einfluss der Zwischenwände und der Dachkonstruktion zum globalen Schwingungsverhalten des Gebäudes (Testquerschnitt 2, siehe Abschnitt 3.6.5) als eine Reduktion der Steifigkeit zu interpretieren, wird eine näherungsweise Berechnung an einem vereinfachten zweidimensionalen Ersatzmodell durchgeführt, welches in Abbildung 3.60 dargestellt ist.

Der untersuchte Testquerschnitt wird dabei als dreigeschossiger Stockwerksrahmen interpretiert, wobei die tragenden Wände als Stützen und die Holzbalkendecken als Riegel modelliert werden. Die zusätzlich vorhandene Steifigkeit der Struktur im Originalzustand, die durch die Zwischenwände vorhanden ist, wird den tragenden Wänden bzw. den Stützen des vereinfachten Modells zugeschrieben. Die Geometrie und die Masse des Gebäudes wurden aus den vorhandenen Planunterlagen bzw. aus Begehungen vor Ort abgeschätzt. Die anteilige Geschoßmasse wird jeweils in den Rahmenknoten konzentriert berücksichtigt.

Damit kann die Gebäudesteifigkeit als fehlender Parameter mit Hilfe einfacher Systemidentifikation rückgerechnet werden. Die Steifigkeit der Stützen wird analog zu Abschnitt 3.5.4 als effektive Steifigkeit K berücksichtigt, da durch die Idealisierung des dreidimensionalen Gebäudes als zweidimensionales Modell die quantitative Bestimmung der Gebäudesteifigkeit ausschließlich über die Rahmenstützen nicht möglich ist. Die effektive Steifigkeit K wird für die unterschiedlichen Wandstärken entsprechend der Verhältnisse der Trägheitsmomente um die y -Achse angenommen. Dabei bezeichnet K_{45} die effektive Steifigkeit jener Rahmenstützen, welche die tragenden Mauerwerkswände mit einer Wandstärke von 45 cm repräsentieren und K_{60} jene effektive Steifigkeit der Rahmenstützen, welche die tragenden Mauerwerkswände mit einer Wandstärke von 60 cm abbilden. Die effektive Steifigkeit K jener Stützen, die die Außenwände mit 45 cm Wandstärke repräsentieren, wird entsprechend abgemindert. Die Verteilung der Steifigkeit kann Abbildung 3.60 entnommen werden.

In Anlehnung an die Vergleichsrechnung in Abschnitt 3.5.4 wurden in einem ersten Schritt die effektiven Steifigkeiten K_{45} und K_{60} solange variiert, bis die daraus resultierende 1. Eigenfrequenz in x -Richtung mit jener der messtechnischen Untersuchung übereinstimmt, siehe Spalte 1, Tabelle 3.18.

An dem ermittelten vereinfachten Modell wurden anschließend die effektiven Steifigkeiten K_{45} und K_{60} solange variiert, bis die erste Eigenfrequenz in x -Richtung mit jener aus der Systemidentifikation der messtechnischen Untersuchung des Zustands nach Entfernen der Zwischenwände übereinstimmt, siehe Spalte 2, Tabelle 3.18. Die sich daraus ergebende Reduktion der effektiven Steifigkeit wird vereinfacht den entfernten Zwischenwänden zugeschrieben.

In einer dritten Vergleichsrechnung wurde der Einfluss durch das partielle Entfernen der Dachkonstruktion untersucht. Dabei ist zu beachten, dass neben der Dachkonstruktion auch ein großer Teil des in den Geschoßen gelagerten Bauschutts aus dem Abbruch der Zwischenwände und die gesamte Gebäudeein-

richtung entfernt wurden. Als Annahme für die entfernte Masse wurde pauschal 200 kg/m^2 in jedem Geschöß abgezogen. Die effektiven Steifigkeiten K_{45} und K_{60} des dadurch modifizierten vereinfachten Modells wurden wiederum solange variiert, bis die ermittelte Eigenfrequenz mit jener aus der Systemidentifikation der messtechnischen Untersuchung übereinstimmt.

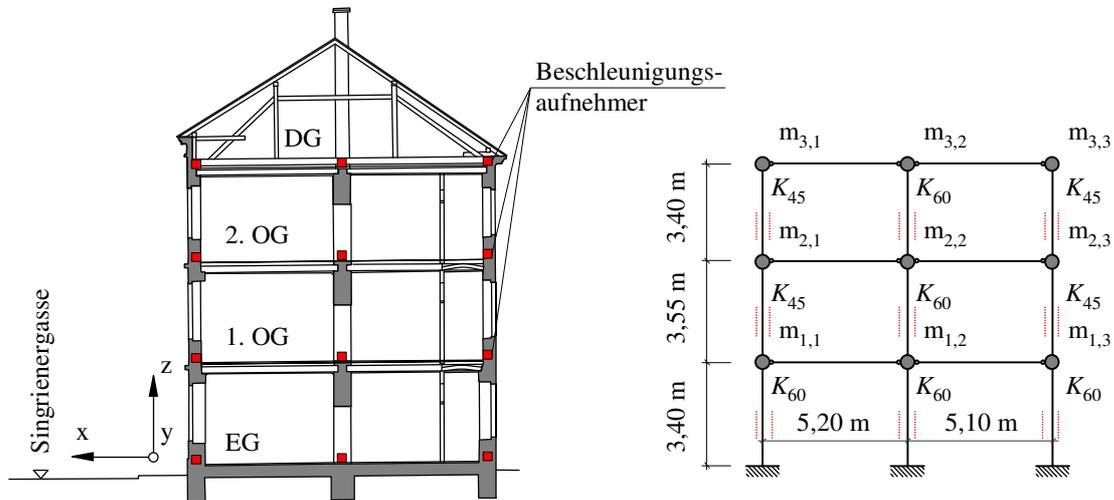


Abbildung 3.60: Ableitung des 2-dimensionalen Ersatzmodells des untersuchten Gebäudeteils (Trakt Singriergasse) des Objekts Spittelbreitengasse 30.

Aus den Ergebnissen der Spalte 1 bis 3 aus Tabelle 3.18 können die Reduktion der effektiven Steifigkeiten K_{45} und K_{60} durch das Entfernen der Zwischenwände und das Entfernen der Dachkonstruktion inklusive Bauschutt ermittelt werden.

Vereinfachtes Modell / Originalzustand:

$$K_{60, \text{Basiszustand}} = 100 \% , \quad K_{45, \text{Basiszustand}} = \left(\frac{45}{60} \right)^3 K_{60, \text{Basiszustand}} = 42,19 \%$$

Vereinfachtes Modell / Nach Entfernen der Zwischenwände:

$$K_{60, \text{Nach Entf. d. ZW}} = 43,22 \% , \quad K_{45, \text{Nach Entf. d. ZW}} = \left(\frac{45}{60} \right)^3 K_{60, \text{Nach Entf. d. ZW}} = 18,28 \%$$

Vereinfachtes Modell / Nach Entfernen der Dachkonstruktion (inkl. Bauschutt):

$$K_{60, \text{Nach Entf. d. DK}} = 45,75 \% , \quad K_{45, \text{Nach Entf. d. DK}} = \left(\frac{45}{60} \right)^3 K_{60, \text{Nach Entf. d. DK}} = 19,30 \%$$

Reduktion der effektiven Steifigkeit K nach Entfernen der Zwischenwände:

$$\Delta K \approx \left(1 - \frac{K_{60, \text{Nach Entf. d. ZW}}}{K_{60, \text{Basiszustand}}} \right) \cdot 100 \approx \left(1 - \frac{K_{45, \text{Nach Entf. d. ZW}}}{K_{60, \text{Basiszustand}}} \right) \cdot 100 \approx 56,8 \%$$

Reduktion der effektiven Steifigkeit K nach Entfernen der Dachkonstruktion (inkl. Bauschutt) im Vergleich zum Zustand nach Entfernen der Zwischenwände:

$$\Delta K \approx \left(1 - \frac{K_{60, \text{Nach Entf. d. ZW}}}{K_{60, \text{Nach Entf. d. DK}}} \right) \cdot 100 \approx \left(1 - \frac{K_{45, \text{Nach Entf. d. ZW}}}{K_{45, \text{Nach Entf. d. DK}}} \right) \cdot 100 \approx 6,1\%$$

Aus den Berechnungen an dem vereinfachten Modell kann damit im Vergleich des Basiszustands mit dem Zustand nach Abbruch der Zwischenwände eine Reduktion der globalen effektiven Steifigkeit K in x-Richtung von 56,8 % nachgewiesen werden.

Einerseits kann daraus geschlossen werden, dass die globale effektive Steifigkeit des Gebäudes wesentlich durch das Vorhandensein der nicht tragenden Zwischenwände bestimmt wird. Zumindest bei relativ geringen horizontalen Belastungen, wie beispielsweise bei kleineren Erdbeben, beeinflussen die Zwischenwände damit maßgeblich das Schwingungsverhalten des Gebäudes.

Andererseits kann aus den Ergebnissen geschlossen werden, dass bei Gebäuden, deren ursprünglich vorhandenen Zwischenwände entfernt wurden, das baodynamische Verhalten stark verändert wird. Im Hinblick auf die in Abschnitt 2.4.1 getroffenen Annahmen zur Gebäudeklassifizierung bestätigt dies die negative Wirkung eines weichen Geschoßes im Erdbebenfall. Dies trifft vor allem bei Gründerzeithäusern zu, bei denen vorwiegend Zwischenwände in Erdgeschoßen zu Büro- oder Geschäftszwecken nachträglich entfernt wurden.

Durch die teilweise Entfernung der Dachkonstruktion kann aus den Vergleichrechnungen erwartungsgemäß eine geringe Reduktion der globalen effektiven Biegesteifigkeit in x-Richtung festgestellt werden.

Spalte	①	②	③
Modellierter Gebäudezustand	Basiszustand	Nach Entfernen der Zwischenwände	Nach Entfernen der Dachkonstruktion und des Bauschutts
Massenverteilung			
h = 3,40 m / Außenmauer	m _{1,1} = 4.900 kg	m _{1,1} = 4.900 kg	m _{1,1} = 4.500 kg
h = 3,40 m / Mittelmauer	m _{1,2} = 6.800 kg	m _{1,2} = 6.800 kg	m _{1,2} = 5.400 kg
h = 3,40 m / Innenmauer	m _{1,3} = 4.800 kg	m _{1,3} = 4.800 kg	m _{1,3} = 4.400 kg
h = 6,95 m / Außenmauer	m _{2,1} = 4.100 kg	m _{2,1} = 4.100 kg	m _{2,1} = 3.700 kg
h = 6,95 m / Mittelmauer	m _{2,2} = 6.100 kg	m _{2,2} = 6.100 kg	m _{2,2} = 4.700 kg
h = 6,95 m / Innenmauer	m _{2,3} = 4.000 kg	m _{2,3} = 4.000 kg	m _{2,3} = 3.600 kg
h = 10,35 m / Außenmauer	m _{3,1} = 4.000 kg	m _{3,1} = 4.000 kg	m _{3,1} = 3.600 kg
h = 10,35 m / Mittelmauer	m _{3,2} = 7.300 kg	m _{3,2} = 7.300 kg	m _{3,2} = 5.900 kg
h = 10,35 m / Innenmauer	m _{3,3} = 3.300 kg	m _{3,3} = 3.300 kg	m _{3,3} = 2.900 kg
Effektive Steifigkeit Mittelmauer K_{60}	100 %	43,2 %	46,0 %
Effektive Steifigkeit Mittelmauer K_{45}	42,2 %	18,2 %	19,4 %
1. Eigenfrequenz	3,8 Hz	2,5 Hz	2,8 Hz

Tabelle 3.18: Modellparameter der numerischen Simulation - Objekt Spittelbreitengasse 30.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine Methode zur raschen und effizienten visuellen Beurteilung von Wiener Gründerzeithäusern hinsichtlich deren Gefährdung gegenüber Erdbebenbelastung entwickelt. Aufgrund des relativ großen Anteils der Gründerzeithäuser am Gesamtbauwerksbestand der Stadt Wien resultiert eine große Notwendigkeit deren baulichen Zustand und Schadenspotential einzuschätzen.

In Anlehnung an bereits bestehende nationale und internationale Begutachtungsmethoden, siehe Abschnitt 2.1, wurde eine auf die Besonderheiten der Wiener Gründerzeithäuser angepasste Methode entwickelt. In erster Linie sollen dabei aus einer standardisierten visuellen Begutachtung in Kombination mit historischen und statistischen Daten Kenngrößen ermittelt werden, die letztlich einen Wert für die Schadensrelevanz SR und den Bauwerksparameter BP definieren. Anhand dieser beiden Größen kann ein Gebäude in die entwickelten Klassen eingeteilt werden. Diese Klassifizierung soll in einem ersten Schritt als Prioritätenreihung der allenfalls erforderlichen Maßnahmen dienen oder in Form einer Gefährdungskarte dargestellt werden.

In weiterer Folge wurde auf Basis der Schadensklassen der Europäischen Makroseismischen Skala [Grünthal, 1998] und dokumentierten Schadensbildern vergangener Erdbeben [Celik, 2010; Alarcon, 2010], deren Stärke der in Wien erwarteten Erdbeben entspricht, eine Korrelation zwischen den aus der Gebäudebeurteilung stammenden Bauwerksklassen und den Schadensklassen der EMS-98 [Grünthal, 1998] hergestellt.

Das Verfahren wurde in einem ersten Schritt an ausgewählten Gründerzeithäusern verifiziert und anschließend großflächig an 375 Gründerzeithäusern im 20. Wiener Gemeindebezirk angewendet. Daraus wurde eine Gefährdungskarte des untersuchten Testgebiets im 20. Wiener Gemeindebezirk ermittelt, siehe Abbildung 2.22. Aus dieser können die abgeleiteten Schadensklassen nach EMS-98 für einzelne Gebäude identifiziert werden, die im Falle eines lokalen Erdbebens der Stärke $M_w = 6,3$ entsprechend der durchgeführten Korrelation auftreten würden.

Aus den Ergebnissen der großflächigen Anwendung kann geschlossen werden, dass eine Kategorisierung und Zonierung aller bestehenden Gründerzeithäuser der Stadt Wien technisch und wirtschaftlich möglich wäre. Mit den daraus resultierenden Gefährdungskarten können wertvolle Informationen für weitere Untersuchungsschritte und gegebenenfalls Ertüchtigungsmaßnahmen, aber auch im Erdbebenfall für Rettungs- und Hilfsorganisationen, gewonnen werden.

Im zweiten Teil der vorliegenden Arbeit wurden im Zuge experimenteller Untersuchungen baodynamische Messungen an Gründerzeithäusern durchgeführt. Diese sollen Erkenntnisse zum Tragverhalten dieser Gebäudetypen liefern, die aus herkömmlichen numerischen Simulationen nur unter Berücksichtigung großer Unsicherheiten zu verifizieren sind. Der Vorteil von messtechnischen Untersuchungen besteht darin, dass unterschiedliche Parameter, wie z.B. die Eigenschaften des historischen Gründerzeitmauerwerks, unter Voraussetzung eines ordnungsgemäßen Messaufbaus in den Messergebnissen bereits enthalten sind.

Idealerweise soll die messtechnische Ermittlung der Systemparameter auf einen definierten Gebäudezustand bezogen werden. Da im Allgemeinen die Systemparameter des Ursprungszustands eines Gründerzeithauses nicht mehr bestimmt werden können, wurden im vorliegenden Fall messtechnische Untersuchungen chronologisch knapp vor und nach einer bestimmten bautechnischen Maßnahme durchgeführt. Die daraus ermittelten Änderungen der Systemparameter können damit eindeutig auf diese Maßnahme bezogen werden.

Auf diese Weise konnte der Einfluss eines Dachgeschoßausbaus in Leichtbauweise, der Beitrag der nichttragenden Zwischenwände und Holzbalkendecke und der Einfluss der Dachkonstruktion auf das globale dynamische Verhalten eines Gründerzeithauses untersucht und verifiziert werden.

Im Fall des Testobjekts Riglergasse wurde festgestellt, dass ein Dachgeschoßausbau in Leichtbauweise eine geringfügige Reduktion der Eigenfrequenzen des Gebäudes bewirkt. Berücksichtigt man die zusätzlich aufgebrachte Masse durch den Ausbau, resultiert daraus sogar eine Erhöhung globaler Steifigkeit des Gebäudes. Da in den übrigen Geschoßen keine steifigkeitserhöhenden Maßnahmen im Zuge des Dachgeschoßausbaus gesetzt wurden, kann diese Erhöhung in erster Linie dem Ersatz der Doppelbaudecke zwischen letztem Vollgeschoß und Dachgeschoß durch eine Holz-Betonverbunddecke zugeschrieben werden.

Im Rahmen der Untersuchungen im Bereich des Testobjekts Spittelbreitengasse konnte die Wirkung der nichttragenden Zwischenwände am globalen Verhalten des Gebäudes nachgewiesen werden. Dazu wurden im Zuge des Gebäudeabbruchs messtechnische Untersuchungen unmittelbar vor und nach dem Entfernen der Zwischenwände durchgeführt. Dadurch wurde die Massenverteilung der Struktur nur unwesentlich verändert, woraus die ermittelten Reduktionen der Eigenfrequenzen eindeutig einer wesentlichen Steifigkeitsreduktion zugeschrieben werden konnten. Daneben konnte aus diesen Ergebnissen auch eine Kopplung der äußeren und inneren tragenden Mauerwerkswände nachgewiesen werden, die auf die Kraftübertragung zwischen Mauerwerk und Holzbalkendecken schließen lässt. In weiterer Folge wurde der Einfluss auf das Schwingungsverhalten durch das teilweise Entfernen der Dachkonstruktion untersucht. Aus den daraus ermittelten Ergebnissen kann ein erwartungsgemäß geringer Einfluss der Dachkonstruktion auf das globale Verhalten festgestellt werden. Sämtliche messtechnisch ermittelten Ergebnisse wurden zusätzlich anhand einfacher numerischer Modelle nachgerechnet und bestätigt.

Die Untersuchungen liefern wertvolle Informationen zum Tragverhalten der bestehenden Gründerzeithäuser im Erdbebenfall. Ergänzend dazu wäre es erforderlich, weiterführende messtechnische Untersuchungen, vor allem im Hinblick auf das globale Verhalten der Gründerzeithäuser unter tatsächlicher Erdbebenbelastung und unter Aktivierung nichtlinearer Tragreserven, vorzunehmen.

Literatur

- Achs, G., Adam, C. 2009. *Influence of non-structural walls and timber ceilings on the global dynamic behavior of a historic residential masonry building*. In: ECCOMAS (European Community on Computational Methods in Applied Sciences), *Proceedings of the ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn 2009)*. Rhodos, Griechenland 22-25 Juni 2009. Kreta: M. Papadrakakis et al.
- Achs, G., Wenzel, H. und Adam, C. 2007a. *Seismic Hazard Analysis of historic residential buildings utilizing in-situ measurements*. In: ECCOMAS (European Community on Computational Methods in Applied Sciences), *Proceedings of the ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn 2007)*. Kreta, Griechenland 13-16 Juni 2007. Kreta: M. Papadrakakis et al.
- Achs, G., Wenzel, H. und Adam, C., 2007b. *Seismische Systemidentifikation urbaner Gründerzeithäuser auf Basis messtechnischer Untersuchungen*. Tagungsunterlagen der D-A-CH Konferenz 2007 der Österreichischen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (OGE), Wien 27-28. September 2007. Wien: Österreichische Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (OGE).
- Achs, G., Wenzel, H. und Adam, C. 2008. *Seismic Hazard Assessment of historic historic residential buildings based on experimental investigations*. In: *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering (14th WCEE)*. Beijing, China 12-17. Oktober 2008. Beijing: CAEE, IAEE.
- Adam, C., 2010. *Baudynamik*. Skriptum zur Vorlesung Baudynamik, LVA 844.521. Institut für Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften, Arbeitsbereich für Angewandte Mechanik der Universität Innsbruck.
- Ahnert, R. und Krause, K.H., 1994. *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 - zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz: Band 1: Gründungen, Wände, Decken, Dachtragwerke*. 4. Auflage, Verlag für Bauwesen Berlin - München.
- Alarcon, J.E., Franco, G., Bazzurro, P. and Simic, M. 2010. *The L'Aquila (Abruzzo) earthquake of 6th April 2009 - Field survey and loss estimation*. In: MAEE (Macedonian Association for Earthquake

- Engineering), *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Mazedonien, 30 August - 03 September 2010, Ohrid: MAEE and EAEE.
- ANSYS, 2005. ANSYS® 10.0 Dokumentation, SAS IP Inc, 2005.
- ATC-20-1, 2005: *Field Manual: Postearthquake Safety Evaluation of Buildings: Second Edition*. Applied Technology Council.
- ATC-21-1, 1988: *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: Supporting documentation*. Applied Technology Council.
- Balak, M., 1990. *Bauwerksanalyse und Bewertung von Trockenlegungsmaßnahmen, dargestellt am Beispiel von Gründerzeithäusern*. Dissertation, Technische Universität Wien.
- Baudirektion Kanton Zürich AWEL, 2001. *Erdbebenrisiken & Störfallvorsorge (Checklisten)*. Zürich: Baudirektion des Kantons Zürich, AWEL Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft, Koordinationsstelle für Störfallvorsorge.
- Bauordnung Wien, 1859. *Verordnung des Ministeriums des Innern vom 23. September 1859, womit eine Bauordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien erlassen wird, Landes-Regierungsblatt für das Erzherzogthum Oesterreich unter der Enns, Jahrgang 1859. Erste Abtheilung. LII. Stück. Ausgegeben und versendet am 15. Oktober 1859*. Wien: Kaiserlich-Königliche Hof und Staatsdruckerei.
- Bauordnung Wien, 1868. *Landesgesetz vom 2. Dezember 1868, womit eine Bauordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien erlassen wird. Landes-Gesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum Oesterreich unter der Enns*. Wien: Kaiserlich-Königliche Hof und Staatsdruckerei.
- Bauordnung Wien, 1883. *Bauordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien. Gesetz vom 17. Jänner 1883, Nr. 35. Landes-Gesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum Oesterreich unter der Enns, XII. Stück. 35. Gesetz*. Wien: Kaiserlich-Königliche Hof und Staatsdruckerei.
- Bobek, H., Lichtenberger, E., 1978. *Wien - Bauliche Gestalt und Entwicklung seit der Mitte des 19. Jahrhunderts*. 2. Auflage. Wien: Verlag Hermann Böhlau Nachf./ Wien-Köln.
- Brownjohn, J. M. W., 2003: *Ambient vibration studies for system identification of tall buildings*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 32, No. 1, pp. 71-95.
- Butenweg, C., 2007: *Bewertung der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauwerken*. In: ÖIAV (Österreichischer Ingenieur- und Architektenverein), *Tagungsband zum ÖIAV Erdbebenseminar*. Wien 6. September 2007. Wien: ÖIAV.

- BWG, 2005. *Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude - Konzept und Richtlinien für die Stufe 1*. Bern: BWG Bundesamt für Wasser und Geologie.
- Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Vélez, L.F. und Crowley, H., 2006: *Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years*. ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 43, No. 3, pp. 75-104.
- Chopra, A., 2006. *Dynamics of Structures*. 3. Auflage. New Jersey: Prentice Hall.
- Celik, O.C. und Sesigur, H., 2010. *Performance of Historic Masonry Buildings during the April 6, 2009 L'Aquila Earthquake*. In: MAEE (Macedonian Association for Earthquake Engineering), *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Mazedonien, 30 August – 03 September 2010, Ohrid: MAEE and EAEE.
- Clough, R.W. und Penzien, J., 1993: *Dynamics of Structures*. 2. Auflage. McGraw Hill, New York.
- Clough, R.W. und Penzien, J., 2003: *Dynamics of Structures*. 3. Auflage. Berkeley: Computers & Structures, Inc.
- Dandoulaki, M., Panoutsopoulou, M. und Ioannides, K., 1998: *An overview of post-earthquake building inspection practices in Greece and the introduction of a rapid building usability evaluation procedure after the 1996 Konitsa earthquake*. In: Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Frankreich, Paris, 6-11 September 1998. Rotterdam, Balkema
- D'Ayala D. und Speranza E., 2002. *An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings*. In: ICE (Institution of Civil Engineers), *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering (Paper Reference 561)*. England, London 9-13 September 2002. ICE: London.
- D'Ayala D. und Speranza E., 2003. *Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings*. Earthquake Spectra, Vol. 19, Issue 3, pp. 479-509.
- Demartinos, K., und Dristos, S., 2006: *First-level pre-earthquake assessment of buildings using fuzzy logic*, Earthquake Spectra Vol. 22, No. 4, pp. 865–885.
- DIN EN 1998-1, 2010. *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Deutsche Fassung EN 1998-1:2004+AC:2009. Stand: 2010-12*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- Dohnat, E., 1911. *Zur Erkenntnis der Zusammensetzung gebrannter Mauerziegel*, Wien: Eigenverlag.

- Erberik, M.A., 2010: *Seismic risk assessment of masonry buildings in Istanbul for effective risk mitigation*. Earthquake Spectra Vol. 26, No. 4, pp. 967-982.
- Erdik, M., Sesetyana, K., Demircioglu, M.B., Hancilara, U. und Zülfikara, C., 2011: *Rapid earthquake loss assessment after damaging earthquakes*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering Vol. 31, No. 2, pp. 247-266.
- Ferreira, T., Vicente, R. und Varum, H., 2010: *Seismic vulnerability assessment of masonry facade walls*. In: MAEE (Macedonian Association for Earthquake Engineering), *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Mazedonien, 30 August – 03 September 2010, Ohrid: MAEE and EAEE.
- Flesch, R., Lenhardt, W. und Geier, R., 2005: *Schadensbeben in Österreich – Beurteilung bestehender Bauwerke*. Bautechnik, Vol. 82, No. 8, pp. 533-538.
- Furtmüller, T., 2010. *Numerische und experimentelle Untersuchungen von Mauerwerk in Gründerzeitbauten in Hinblick auf deren Erdbebensicherheit*. Dissertation, Universität Innsbruck.
- FEMA 154, 2002. *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*. Second Edition. Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, FEMA, Washington, D.C.
- FEMA 361, 2008. *Design and Construction Guidance for Community Safe Rooms*. Second Edition. Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, FEMA, Washington, D.C.
- Gogoi, I., 2010: *Rapid Visual Screening of Buildings in Assam*. In: MAEE (Macedonian Association for Earthquake Engineering), *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Mazedonien, 30 August – 03 September 2010, Ohrid: MAEE and EAEE.
- Goretti, A. und Di Pasquale, G. 2002. *An overview of past-earthquake damage assessment in Italy*. In: EERI Invitational Workshop. Pasadena, Kalifornien 19-20 September 2002. Oakland, EERI.
- Grünthal, G., Mußon, R., Schwarz, J. und Stucchi, M., 1998: *European Macroseismic Scale 1998*. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Luxembourg, 99 pp..
- Hans, S., Boutin, C., Ibraim, E. und Roussillon, P., 2005. *In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part I: Experimental investigations*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 34, Issue12, pp. 1513–1529.
- Hassan, A. F., und Sozen, M. A., 1997. *Seismic vulnerability assessment of low-rise buildings in regions with infrequent earthquakes*. ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 1, pp. 31-39.

- Hinsch, R. und Decker, K., 2003: *Do seismic slip deficits indicate an underestimated earthquake potential along the Vienna Basin Transfer Fault System?* Terra Nova, Vol. 15, No. 5, pp. 343–349.
- Ivanovic, S.S. und Trifunac, M.D., 2000: *Ambient vibration tests of structures - a review*. ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 37, No. 4, pp. 165-197.
- Jain, S. K., Mitra, K., Kumar, M., und Shah, M. 2010. *A Proposed Rapid Visual Screening Procedure for Seismic Evaluation of RC_Frame Buildings in India*. Earthquake Spectra, Vol. 26, No. 3, pp. 709–729.
- JBDPA, 2001. *Seismic Evaluation and Retrofit*. Japan Building Disaster Prevention Association, Tokyo, Japan.
- Kleiber, W. und Simon, J. 2002. *Kommentar und Handbuch zur Ermittlung von Verkehrs-, Versicherungs- und Beleihungswerten unter Berücksichtigung von WertV und BauGB*. 4. Auflage. Köln: Bundesanzeiger Verlag.
- Kolbitsch, A., 1989. *Altbaukonstruktionen - Charakteristika, Rechenwerte, Sanierungsansätze*. Wien: Springer-Verlag Wien - New York.
- Krätzig, W.B., Meskouris, K. und Link, M., 1996: *Baudynamik und Systemidentifikation*. in: Der Ingenieurbau - Grundwissen, Herausgeber: G. Mehlhorn, Band Baustatik / Baudynamik, Verlag Ernst & Sohn, pp. 365-518.
- Lath, C., 1999. *Rohbaukonstruktionen der Gründerzeit*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz.
- LESSLOSS, 2007. *Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides: „European Manual for in-situ Assessment of Important Existing Structures“* Editor: Flesch R., Pavia: IUSS Press.
- Magistrat Wien, 1892: *Bau-Ordnung für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien; Gesetz vom 17. Jänner 1883, L.-G.-Bl. Nr. 35 und Gesetz vom 26. December 1890, L.-G. u. V.-Bl. Nr. 48; inkl. Instructionen für die Beamten des Stadtbauamtes bei Handhabung des Baugesetzes für Wien vom 17. Jänner 1883*. Im Verlage des Magistrates, Druck von Johann R. Bernah der Stadt Wien.
- Magistratsabteilung 37 (MA 37), 2008: *Merkblatt für die Verfasser/innen von statischen Vorbemessungen gemäß § 63 Abs.1 lit. h Bauordnung für Wien (BO) über den aus Sicht der Magistratsabteilung 37 – Baupolizei erforderlichen Inhalt dieses Dokumentes als Beilage zu Bauansuchen für Bauführungen gemäß § 60 Abs. 1 lit. a (Neu-, Zu- und Umbauten), lit. b (sonstige bauliche Anlagen), lit. c (Änderung und Instandsetzung von Gebäuden und baulichen Anlagen) BO sowie gemäß § 62 Abs. 1 BO.*, März 2008.

- Magistratsdirektion Wien, 1985. *1835 - 1985, 150 Jahre Wiener Stadtbauamt*. Compress-Verlag, Schriftenreihe „Der Aufbau“. Wien Magistratsdirektion - Stadtbaudirektion der Bundeshauptstadt Wien.
- Mehlhorn, G., 1995: *Der Ingenieurbau: Grundwissen. Band 5 - Baustatik, Baudynamik*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH Berlin.
- Meskouris K., H., Sadegh-Azar, H., Bérézowsky, H. und Dümling, R., 2001: *Schnellbewertung der Erdbebengefährdung von Gebäuden*. Der Bauingenieur, Ausgabe 7/8-2001, pp. 370 - 376.
- Novelle Bauordnung Wien, 1869. *Landesgesetz vom 20. Dezember 1869 - 1. Landesgesetz, womit die Erbauung von Wohnhäusern unter erleichterten Bedingungen für das Erzherzogthum Oesterreich unter der Enns mit Einschluß der Reichshaupt- und Residenzstadt Wien zugestanden wird. - 3. Landesgesetz, wirksam für die k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien, womit die Bestimmungen der §§. 36, 37, 42 und 56 der Bauordnung der k.k. Reichshaupt- und Residenzstadt Wien vom 2. Dezember 1868 abgeändert werden, Landes-Gesetz- und Verordnungsblatt für das Erzherzogthum Oesterreich unter der Enns, Jahrgang 1870. I. Stück. Ausgegeben und versendet am 9. Jänner 1870*. Wien: Kaiserlich-Königliche Hof und Staatsdruckerei.
- NRCC, 1993: *Manual for Screening of Buildings for Seismic Investigation*. Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa.
- OASP, 2000. *Provisions for Pre-Earthquake Vulnerability Assessment of Public Buildings (Part A)*. Greek Earthquake Planning and Protection Organization, Athen, Griechenland.
- ÖIBI, 2009. *Spezialseminar Ingenieurbefund*. Wien: Seminarunterlagen Ingenieurbefund.
- 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 zur ÖNORM EN 1996-1-1, Stand: 2009-03-01*. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNORM B 1998-1, 2006. *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen, Stand: 2006-07-01*. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNORM B 1998-3, 2009. *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3, Stand: 2009-02-01*. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNORM B 3350, 2006. *Tragende und aussteifende Wände - Bemessung und Konstruktion. Stand 2006-01-01, Zurückziehung: 2009-03-01*. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

- ÖNORM B 4015, 2007. *Belastungsannahmen im Bauwesen - Außergewöhnliche Einwirkungen; Erdbebeneinwirkungen. Grundlagen und Berechnungsverfahren. Stand: 2007-02-01, Zurückziehung: 2009-07-01.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNORM EN 1996-1-1, 2009. *Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (konsolidierte Fassung), Stand: 2009-11-15.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNORM EN 1998-1, 2005. *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Stand: 2005-06-01.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNORM EN 1998-3, 2005. *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden, Stand: 2005-12-01.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNORM S 9012, 2010. *Beurteilung der Einwirkung von Schwingungsimmissionen des landgebundenen Verkehrs auf den Menschen in Gebäuden - Schwingungen und sekundärer Luftschall, Stand 2010-02-01.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- Ozdemir, R., und Taskin, B., 2006: *Seismic safety screening method For Istanbul Metropolitan City.* In: Proceedings of the 10th East Asia Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC 10), 3-5 August 2006, Bangkok, Thailand.
- Reynolds, P., Pavic, A., 2000: *Impulse hammer versus shaker excitation for the modal testing of building floors,* Experimental Techniques, Vol. 24, No. 3, p. 39-44.
- Rusnov, B., 2006. *Analyse von erdbebengefährdeten Bauwerken mit dem Schwerpunkt auf alten und historischen Gebäuden,* Dissertation, Technische Universität Wien.
- Sadegh-Azar, H., 2002: *Schnellbewertung der Erdbebengefährdung von Gebäuden.* Dissertation der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.
- Sen, Z., 2010: *Rapid visual earthquake hazard evaluation of existing buildings by fuzzy logic modeling.* Expert Systems with Applications, Vol. 37, No. 8, pp. 5653-5660.
- SIA 2018, 2004. *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben.* Zürich: Verlag SIA 2004. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA).
- SEISMID, 2011: *SEISMID - Seismische Systemidentifikation - Forschungsprojekt maßgeblich unterstützt durch das Zentrum für Innovation und Technologie (ZIT), 2006 bis 2010.* Wien.

- Statistik Austria, 2008: *Statistisches Jahrbuch – Auszug: Privathaushalte nach Haushaltsgröße*. Statistisches Jahrbuch 2008. Wien: Statistik Austria.
- Stubbs, I.R., McLamore, V.R., 1973: *The ambient vibration survey*. In: *Proceedings of Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy 25-29 June 1973, Rome, Italy: Editrice Libraria.
- Trifunac, M.D., 1972: *Comparison Between Ambient and Forced Vibration Experiments*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, No. 2, pp.133-150.
- Titscher, F., 1918. *Die Baukunde - mit besonderer Berücksichtigung des Hochbaues und der einschlägigen Baugewerbe, Lehr-, Hilfs- und Nachschlagebuch und Konstruktionsbehelf für Baukundige, Studierende, Gebäudeverwalter, usw.. 127 Plantafeln zum I. und II. Band*. 3. Auflage. Wien: Waldheim-Eberle Verlag, A.-G.
- Urban, M. und Peil, U., 2007: *Bewertung des Erdbebenrisikos von historischen Bauwerken*. *Bautechnik*, Vol. 84, No. 3, pp. 169-181.
- Varga, M., 2007. *Vergleich der Entwicklung der Bauordnungen für Wien und Niederösterreich aus historischer Sicht seit dem 19. Jahrhundert*. Diplomarbeit, FH Campus Wien.
- Vatan, M. und Arun, G., 2010: *A method for assessing the risk level of monumental historical structures by visual inspections*. In: MAEE (Macedonian Association for Earthquake Engineering), *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Mazedonien, 30 August – 03 September 2010, Ohrid: MAEE and EAEE.
- Vitek, C., 2009. *Spezialseminar Ingenieurbefund - Rechtliche Grundlagen und Haftung*, Wien: Seminarunterlagen Ingenieurbefund.
- Wenzel, H. und Pichler, D., 2005. *Ambient Vibration Monitoring*. West Sussex: John Wiley & Sons Ltd..
- Wiener Baukultur, 2011. *Wiener Baukultur - Forschungsprojekt maßgeblich unterstützt durch die österreichische Forschungsförderungsgesellschaft FFG, 2010 bis 2011*. Wien.
- Wiener Linien GmbH & Co KG, 2008. *Die Linie U2 - Geschichte - Technik – Zukunft*. Klosterneuburg: Ueberreuter GmbH.
- Wiener Zieglmuseum, 1978: *Heft 1 - Sonderausstellung - Der Wiener Mauerziegel*. Wien: Museumsverlag Penzing.
- WKO, 2009: *Immobilienpreisspiegel 2009*. Wien: Wirtschaftskammer Österreich - Fachverband der Immobilien- und Vermögenstreuhänder.

Zimmermann, T. und Strauss, A.: *Leistungsfähigkeit von alten Ziegelmauerwerk in Bezug auf zyklische Belastung*. Der Bauingenieur, Ausgabe 3/2010, pp. 1-8.

Anhang

A 2.5 Wiener Gründerzeithäuser, bei denen die visuelle Gebäudebeuteilung angewendet wurde



Abbildung A 1: Ansicht Riglergasse 10 (links), Diesterweggasse 4 (rechts).



Abbildung A 2: Ansicht Benedikt-Schellinger-Gasse 20 (links), Reithofferplatz 11 (rechts).



Abbildung A 3: Ansicht Zelinkagasse 10 (links), Wiedner Hauptstraße 123 (rechts).



Abbildung A 4: Ansicht Lerchenfelderstraße 106 (links), Spittelbreitengasse 30 (rechts).



Abbildung A 5: Ansicht Jahngasse 25 (links), Stubenring 22 (rechts).



Abbildung A 6: Ansicht Währinger Gürtel 164 (links), Elisabethstraße 20 (rechts).



Abbildung A 7: Ansicht Graf Starhemberggasse 30 (links), Karolinengasse 33 (rechts).



Abbildung A 8: Ansicht Zieglergasse 18 (links), Schanzstraße 34 (rechts).



Abbildung A 9: Ansicht Elisabethstraße 5 (links), Frankenberggasse 3 (rechts).

A 2.6a Datenblatt zur Anwendung der großflächigen Gebäudebeurteilung

Protokoll Gebäudeaufnahme		Bearb.:		lfd.Nr.	
		Datum:			
		Uhrzeit:			
Adresse:	Straße / Nr.				
	PLZ				
Fotonummer:	von:		bis:	01)	
		Wohnnutzung	Geschäftslokal	% W	% G
Gebäudenutzung:					02)
GPS-Koordinaten:					
Errichtungsjahr:					03)
Konstruktionsart:	Mauerwerk			04)	
	Stahlbeton				
	Stahl-Skelett				
	Sonstige:				
Personen	Anzahl der Wohneinheiten			05)	
	Mitarbeiter Lokale/Geschäfte			06)	
Typologie Grundriss	Eckgebäude			07)	
	Angrenzende Gebäude	rechts		08)	
		links		09)	
	Rechteckiger Grundriss			10)	
	Abstand zu Straßenverkehrsflächen			11)	
Typologie Aufriss	Anzahl der Geschoße inkl. EG			12)	
	Gebäudehöhe			13)	
	Geschäftslokal(e) im EG			14)	
	Ausgebautes Dachgeschoß			15)	
	Weiches Geschoß			16)	
Fassade (strassenseitig)	Anzahl der Fenster und Türen			17)	
	Fassadenbreite			18)	
	Fassadengestaltung	keine			19)
		schlicht			
ausgeprägt					
detailliert					
Sekundärstrukturen	Kamine (über Dach)				20)
		keine	< 3	3-6	> 6
	Ausgeprägte Fassadenelemente				21)
	Skulpturen / Statuen				22)
		keine	< 3	3-6	> 6
Erhaltungszustand	23) Risse in Fassade				
	24) Durchfeuchtung / Ausblühung				
	25) Schäden Dachkonstruktion				
Besonderheiten Unregelmäßigkeiten	26)				

01) Photonummer

Im Feld Photonummer sind die Nummern der Photos des jeweiligen Objektes einzutragen.

02) Gebäudenutzung

Im Feld Gebäudenutzung ist die Nutzungsart des Gebäudes, wie z.B. Wohnnutzung, Büronutzung, Schule, Kindergarten, Krankenhaus, E-Werk, etc. einzutragen. Weist ein Gebäude verschiedene Nutzungsarten auf, ist dies entsprechend zu vermerken, z.B. Wohnnutzung / Geschäftslokal - 80 / 20, wobei 80 / 20 das Verhältnis der beiden Nutzungen zueinander darstellt.

03) Errichtungsjahr

Das Errichtungsjahr eines Gebäudes kann vor Ort zumeist nur durch Hinweise an der Fassade (häufig bei Zwischen- bzw. Nachkriegsbauten) identifiziert werden. Falls hier keine gesicherten Hinweise angetroffen werden, ist eine nachträgliche Ermittlung aus Karten, usw. möglich ist.

04) Konstruktionsart

Mit Konstruktionsart des Gebäudes ist vorwiegend das verwendete Material gemeint. Gründerzeithäuser sind, sofern nicht nachträglich vollständig saniert, fast ausschließlich Mauerwerksbauten. Wohnbauten der 70., bzw. 80.er Jahre häufig Fertigteil (FT) - Plattenbauten aus Stahlbeton. Hochhäuser, bzw. Häuser deren Fassade überwiegend aus verglasten Elementen besteht, sind häufig Stahl- bzw. Stahlskelettbauwerke. Falls die Konstruktionsart nicht unmittelbar erkennbar ist, kann diese auch nachträglich anhand aussagekräftiger Abbildungen ermittelt werden.

05) Personen / Anzahl der Wohneinheiten

Die Anzahl der Wohneinheiten kann indirekt im Eingangsbereich festgestellt werden, wobei hier alle Wohneinheiten (auch zur Zeit der Aufnahme unbewohnte Einheiten) mitzuzählen sind.

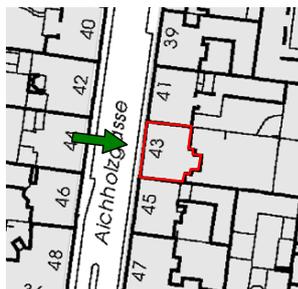
06) Personen / Mitarbeiter Lokale u. Büros

Bei der Anzahl an Personen in Lokalen, Büros, Geschäften, soll jene Anzahl an Personen abgeschätzt werden, die sich maximal im betroffenen Gebäude befinden könnten.

07-09) Typologie Grundriss



Eckgebäude

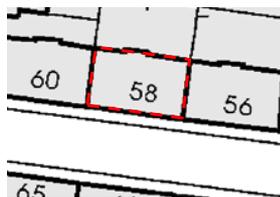


Angrenzende Gebäude links und rechts vorhanden



Angrenzende Gebäude nur links vorhanden

10) Rechteckiger Grundriss



Rechteckiger Grundriss erfüllt



Rechteckiger Grundriss nicht erfüllt

11) Abstand zu Straßenverkehrsflächen

Als Abstand zu Straßenverkehrsflächen ist der kleinste Abstand zu Straßen und Wege aufzunehmen, wobei auch Zufahrtswege zu grundstücksinernen Gebäuden zu den Straßenverkehrsflächen gezählt werden, nicht aber Parkflächen oder Gehsteige. Diese Angabe dient zur Abschätzung der Gefahr einer Blockade (durch herabstürzende Gebäudeteile) von Zufahrtsstraßen für Einsatzfahrzeuge im Erdbebenfall.

12) Anzahl der Geschoße

Unter diesem Abschnitt sollen alle Vollgeschoße gezählt werden. Dabei ist zu beachten, dass im Zuge eines Dachgeschoßausbaus zusätzliche Vollgeschoße entstanden sein könnten, die hier mit einzurechnen sind (Ausgeschlossen davon sind Rohdachböden). Obere Ebenen mit Dachterrassen sollen dann als Vollgeschoße gezählt werden, wenn zumindest 50 % der Gebäudegrundrissfläche als Wohnnutzfläche verbaut ist.

13) Gebäudehöhe

Höhe von Oberkante Gehsteig bis zum Beginn des Dachgesimses. Falls die Höhe geschätzt oder näherungsweise gemessen wird, sollte dies vermerkt werden. Falls die oberste Ebene nicht eindeutig identifiziert werden kann, soll eine definierte Höhe gemessen werden und diese am Beurteilungsblatt vermerkt werden. Sinnvollerweise sollte ein Photo erstellt werden, aus dem mit Hilfe der gemessenen Höhe auf die Gesamthöhe des Gebäudes geschätzt werden kann.

14) Geschäftslokale im EG

Falls Lokale im EG vorhanden sind, ist jedenfalls zumindest ein Photo (vorzugsweise auch mit einer Innenansicht aus der die Größe des Lokals im Vergleich zur Grundrissfläche des Gebäudes abgeschätzt werden kann) zu erstellen.



Geschäftslokal im Erdgeschoss

15) Ausgebautes Dachgeschoß

Häufig erkennbar an der Art der Fenster im Dachgeschoß, bzw. an Terrassen, Balkone, etc.



Aufstockung/ausgebautes Dachgeschoß

16) Weiches Geschoß

Ist aus der visuellen Begutachtung erkennbar, dass innerhalb eines Geschoßes nicht tragende Strukturen entfernt oder tragende Strukturen verändert wurden (z.B. durch entfernen von Schubwänden und Unterfangungen) und damit die horizontale Steifigkeit maßgeblich reduziert wurde, ist dies unter diesem Abschnitt zu vermerken. Dies ist überwiegend durch nachträgliche Nutzung eines Geschoßes als Geschäftslokal möglich (vorwiegend im Erdgeschoss).

17) Anzahl der Fenster und Türen

Hierbei ist die Anzahl der Fenster und Türen der straßenseitig gelegenen Fassade(n) anzugeben.

18) Fassadenbreite

Als Breite der Fassade wird die Breite der zur Straße liegenden Gebäudeseite(n) verstanden. Bei Gebäuden an Straßenecken ist die Gesamtbreite der beiden straßenseitigen Fassaden anzugeben.

19) Fassadengestaltung



keine Fassadengestaltung



schlichte Fassadengestaltung



ausgeprägte Gestaltung



detaillierte Fassadengestaltung

20) Kamine über Dach

Zu zählen sind die zu einer Gruppe zusammengefassten Kamingruppen.



7 sichtbare Kamin(gruppen)

21-22) Ausgeprägte Fassadenelemente / Statuen

Dazu sind jene Elemente zu zählen die bereits im Falle eines leichten Erdbebens herab fallen könnten (Skulpturen, Statuen in der Fassade, überhängende Elemente, Balkone, Erker, usw.).

→ siehe Beispiele:



23) Erhaltungszustand / Risse in der Fassade

Nach Möglichkeit sollte abgeschätzt werden, ob es sich bei dem Riss um einen Riss im Verputz (nicht zu zählen) oder um einen Riss bis ins Mauerwerk handelt. Schräg verlaufende Risse sind jedenfalls zu zählen.



24) Erhaltungszustand / Durchfeuchtungen bzw. Ausblühungen

Durchfeuchtungen und Ausblühungen sind meist an der unterschiedlichen Verfärbung der Fassade erkennbar.



Ausblühungen



Durchfeuchtung

25) Schäden an der Dachkonstruktion

Schäden an der Dachkonstruktion sind vor allem durch offensichtlich undichte Dacheindeckungen (z.B. fehlende Dachziegel) zu erwarten. Falls der Zugang zum Dachgeschoß möglich ist, kann Wassereintritt an Verfärbungen, Wasserflecken o.ä. festgestellt werden. Im schlimmsten Fall kann dadurch die vorhandene Konstruktion bereits geschädigt sein (z.B. Durchfeuchteter, bzw. vermorschter Holzdachstuhl).



Wasserflecken am Kaminmauerwerk und der Dachkonstruktion

26) Besonderheiten

Sollte bei einem Gebäude irgendeine Besonderheit auffällig sein, die nicht explizit im Bewertungsbogen vermerkt ist, so sollte es hier beschrieben werden.

Beispiele für Besonderheiten wären auffällig überstehende Stockwerke, oder Erker sowie eventuelle Luxuswohnungen die ein ganzes Stockwerk beanspruchen und leergeräumt sind. Besonderheiten sind in jedem Fall mit Photo zu dokumentieren.

A 2.6b Ergebnisse der großflächigen Gebäudebeurteilung - 20. Wiener Gemeindebezirk

In den folgenden Tabellen sind die vollständigen Ergebnisse der Gebäudebeurteilung im 20. Wiener Gemeindebezirk dargestellt.

Nr.	Bez.	Straße	ON	Gefährdete Personen					Schadensrelevanz SR	Schadensrelevanz SR									Bauwerkparameter BP
				S01	S02	S03	S04	S05		G01	G02	G03	G04	G05	G06	G07	G08	G09	
1	1200	Jägerstraße	34	36,0	2,0	3,8	1,0	10,0	52,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	6,0	5,0	10,0	15,0	77,5
2	1200	Jägerstraße	38	31,0	2,0	1,8	1,0	10,0	45,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
3	1200	Greiseneckergasse	2	40,0	2,0	3,1	1,0	5,0	51,1	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	12,5	105,0
4	1200	Kaschlgasse	5	64,0	2,0	5,5	1,0	5,0	77,5	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
5	1200	Kaschlgasse	3	32,0	2,0	3,0	1,0	5,0	43,0	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	47,9
6	1200	Kaschlgasse	1	58,0	2,0	6,9	1,0	10,0	77,9	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
7	1200	Kaschlgasse	2	50,0	2,0	4,0	1,0	10,0	67,0	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
8	1200	Kaschlgasse	6	48,0	2,0	2,9	1,0	5,0	58,9	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	56,9
9	1200	Raffaelgasse	1 B	75,0	2,0	2,9	1,0	5,0	85,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
10	1200	Raffaelgasse	1A	42,0	2,0	12,4	1,0	5,0	62,4	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	68,5
11	1200	Raffaelgasse	1	43,0	2,0	3,1	1,0	10,0	59,1	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	105,6
12	1200	Raffaelgasse	5	12,0	2,0	1,5	1,0	5,0	21,5	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	58,5
13	1200	Brigittaplatz	20	41,0	2,0	3,1	1,0	5,0	52,1	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	70,6
14	1200	Brigittaplatz	22	49,0	2,0	2,4	1,0	5,0	59,4	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
15	1200	Brigittaplatz	23	66,0	2,0	8,3	1,0	10,0	87,3	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
16	1200	Jägerstraße	46	10,0	2,0	2,1	1,0	10,0	25,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	5,0	5,0	10,0	3,1	94,6
17	1200	Jägerstraße	44	33,0	2,0	2,0	1,0	10,0	48,0	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	99,6
18	1200	Jägerstraße	42	36,0	2,0	2,5	1,0	10,0	51,5	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
19	1200	Brigittaplatz	10	30,0	10,0	13,8	5,0	5,0	63,8	1,5	5,0	1,0	5,0	5,0	10,0	5,0	10,0	15,0	57,5
20	1200	Brigittaplatz	11-13	38,0	50,0	8,1	10,0	10,0	116,1	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
21	1200	Raffaelgasse	11-13	200,0	10,0	39,3	5,0	5,0	259,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
22	1200	Pappenheimgasse	37	81,0	2,0	4,6	1,0	10,0	98,6	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	68,5
23	1200	Pappenheimgasse	39	32,0	2,0	4,9	1,0	5,0	44,9	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	77,5
24	1200	Wallensteinplatz	3-4	74,0	2,0	11,9	1,0	10,0	98,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
25	1200	Wallensteinstraße	36	45,0	2,0	3,5	1,0	10,0	61,5	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
26	1200	Wallensteinstraße	40-38	82,0	2,0	8,0	1,0	10,0	103,0	1,5	5,0	50,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	15,0	116,5
27	1200	Wallensteinstraße	42	54,0	2,0	4,1	1,0	10,0	71,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
28	1200	Streffleugasse	15	54,0	2,0	2,8	1,0	10,0	69,8	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	119,6
29	1200	Streffleugasse	13	68,0	2,0	2,7	1,0	5,0	78,7	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	110,9
30	1200	Bäuerlegasse	9	78,0	2,0	3,3	1,0	5,0	89,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	60,6
31	1200	Karl-Meißl-Straße	1	70,0	2,0	4,4	1,0	5,0	82,4	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
32	1200	Bäuerlegasse	8	70,0	2,0	5,3	1,0	5,0	83,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	70,6
33	1200	Streffleugasse	11	32,0	2,0	2,6	1,0	5,0	42,6	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	8,8	105,3
34	1200	Streffleugasse	9	28,0	2,0	1,8	1,0	5,0	37,8	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	52,9
35	1200	Streffleugasse	7	44,0	2,0	3,7	1,0	5,0	55,7	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	61,9
36	1200	Karajangasse	7	72,0	2,0	5,5	1,0	5,0	85,5	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	61,9
37	1200	Karajangasse	3-5	53,0	2,0	3,5	1,0	5,0	64,5	1,5	1,0	1,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	15,0	63,5
38	1200	Karl-Meißl-Straße	3	49,0	2,0	2,6	1,0	5,0	59,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
39	1200	Karl-Meißl-Straße	7	53,0	2,0	4,8	1,0	5,0	65,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
40	1200	Karl-Meißl-Straße	9	56,0	2,0	4,5	1,0	5,0	68,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	17,5	84,0
41	1200	Karl-Meißl-Straße	11	68,0	2,0	5,4	1,0	5,0	81,4	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
42	1200	Wasnergasse	27	68,0	2,0	5,7	1,0	5,0	81,7	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	51,9
43	1200	Streffleugasse	1	44,0	2,0	3,6	1,0	5,0	55,6	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	61,9
44	1200	Streffleugasse	3	40,0	2,0	2,7	1,0	5,0	50,7	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	111,9
45	1200	Streffleugasse	5	54,0	2,0	3,7	1,0	5,0	65,7	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
46	1200	Karajangasse	6	64,0	2,0	5,6	1,0	5,0	77,6	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
47	1200	Karl-Meißl-Straße	8	46,0	2,0	4,8	1,0	5,0	58,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
48	1200	Petrashgasse	4-6	43,0	2,0	4,1	1,0	5,0	55,1	1,5	1,0	20,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	4,4	71,9
49	1200	Wasnergasse	19	72,0	2,0	5,1	1,0	5,0	85,1	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	62,5
50	1200	Wasnergasse	21	30,0	2,0	3,1	1,0	5,0	41,1	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	52,9

Tabelle A 1: Ergebnisse Objekt Nr. 1 bis 50 großflächige Anwendung der Gebäudebeurteilung.

Nr.	Bez.	Straße	ON	S01	S02	S03	S04	S05	Schadensrelevanz SR	G01	G02	G03	G04	G05	G06	G07	G08	G09	Bauwerksparameter BP
51	1200	Karl-Meissl-Straße	12	65,0	2,0	4,9	1,0	5,0	77,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	89,6
52	1200	Karl-Meissl-Straße	10	40,0	2,0	2,3	1,0	5,0	50,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	62,5
53	1200	Heinzelmannngasse	22	40,0	2,0	3,8	1,0	5,0	51,8	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	61,9
54	1200	Heinzelmannngasse	20	60,0	2,0	3,2	1,0	5,0	71,2	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
55	1200	Heinzelmannngasse	18	64,0	2,0	3,2	1,0	5,0	75,2	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	62,5
56	1200	Jägerstraße	24	66,0	2,0	4,0	1,0	10,0	83,0	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
57	1200	Jägerstraße	22	37,0	2,0	2,8	1,0	10,0	52,8	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
58	1200	Jägerstraße	20	56,0	2,0	3,7	1,0	10,0	72,7	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	110,9
59	1200	Staudingergasse	17-19	42,0	2,0	16,1	1,0	5,0	66,1	1,5	1,0	50,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	4,4	101,9
60	1200	Staudingergasse	21	44,0	2,0	3,2	1,0	5,0	55,2	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
61	1200	Petraschgasse	3	32,0	2,0	2,6	1,0	5,0	42,6	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	62,5
62	1200	Heinzelmannngasse	17	52,0	2,0	4,0	1,0	5,0	64,0	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	51,9
63	1200	Heinzelmannngasse	15	52,0	2,0	3,9	1,0	5,0	63,9	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	56,9
64	1200	Heinzelmannngasse	13	80,0	2,0	4,5	1,0	5,0	92,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	75,9
65	1200	Jägerstraße	26	54,0	2,0	4,5	1,0	10,0	71,5	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	110,9
66	1200	Jägerstraße	28	42,0	2,0	3,2	1,0	10,0	58,2	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
67	1200	Karl-Meißl-Straße	2-4	98,0	2,0	17,1	1,0	10,0	128,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
68	1200	Karl-Meißl-Gasse	6	60,0	2,0	5,8	1,0	5,0	73,8	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
69	1200	Wasnergasse	17	66,0	2,0	6,5	1,0	5,0	80,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
70	1200	Wasnergasse	15	52,0	2,0	5,2	1,0	5,0	65,2	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
71	1200	Wasnergasse	13	40,0	2,0	3,0	1,0	5,0	51,0	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	60,6
72	1200	Wasnergasse	11	39,0	2,0	2,2	1,0	5,0	49,2	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	47,9
73	1200	Wasnergasse	9	28,0	2,0	2,0	1,0	5,0	38,0	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	46,6
74	1200	Wasnergasse	7	36,0	2,0	1,9	1,0	5,0	45,9	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	47,9
75	1200	Wasnergasse	5	34,0	2,0	1,9	1,0	5,0	43,9	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	47,9
76	1200	Jägerstraße	2	39,0	2,0	3,5	1,0	10,0	55,5	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
77	1200	Jägerstraße	4	37,0	2,0	3,1	1,0	10,0	53,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	105,9
78	1200	Jägerstraße	6	39,0	2,0	1,9	1,0	10,0	53,9	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	96,9
79	1200	Jägerstrasse	10	45,0	2,0	2,7	1,0	10,0	60,7	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
80	1200	Jägerstrasse	12	43,0	2,0	3,3	1,0	10,0	59,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
81	1200	Jägerstrasse	14	47,0	2,0	3,2	1,0	10,0	63,2	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
82	1200	Jägerstrasse	16	40,0	2,0	3,0	1,0	10,0	56,0	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	51,9
83	1200	Jägerstraße	18	74,0	2,0	3,8	1,0	10,0	90,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	85,9
84	1200	Staudingergasse	14	88,0	2,0	6,7	1,0	5,0	102,7	1,5	5,0	1,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	3,1	55,6
85	1200	Gaussplatz	11	38,0	2,0	3,8	1,0	10,0	54,8	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
86	1200	Klosterneuburgerstraße	4	48,0	2,0	1,9	1,0	10,0	62,9	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	71,9
87	1200	Klosterneuburgerstraße	8	40,0	2,0	2,7	1,0	10,0	55,7	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
88	1200	Klosterneuburgerstraße	10	50,0	10,0	3,6	1,0	10,0	74,6	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
89	1200	Traunfelsgasse	4	24,0	2,0	2,9	1,0	5,0	34,9	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	58,5
90	1200	Traunfelsgasse	6	64,0	2,0	6,5	1,0	10,0	83,5	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	87,5
91	1200	Jägerstraße	7	18,0	2,0	3,8	1,0	10,0	34,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	81,5
92	1200	Jägerstraße	5	76,0	10,0	3,1	1,0	10,0	100,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
93	1200	Traunfelsgasse	7	64,0	2,0	4,7	1,0	5,0	76,7	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
94	1200	Traunfelsgasse	5	72,0	2,0	4,3	1,0	5,0	84,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	66,9
95	1200	Traunfelsgasse	3	44,0	2,0	4,5	1,0	5,0	56,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
96	1200	Traunfelsgasse	1	50,0	2,0	2,0	1,0	10,0	65,0	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	110,9
97	1200	Klosterneuburgerstraße	12	38,0	2,0	2,1	1,0	10,0	53,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
98	1200	Klosterneuburgerstraße	14	25,0	2,0	1,8	1,0	10,0	39,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	81,5
99	1200	Klosterneuburggasse	16	25,0	2,0	1,9	1,0	10,0	39,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	69,6
100	1200	Klosterneuburgerstraße	18	44,0	2,0	4,7	1,0	10,0	61,7	1,5	5,0	100,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	171,5
101	1200	Staudingergasse	4	30,0	2,0	2,3	1,0	5,0	40,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	62,5
102	1200	Staudingergasse	6	250,0	10,0	8,7	5,0	5,0	278,7	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	68,5
103	1200	Staudingergasse	8	46,0	2,0	3,4	1,0	5,0	57,4	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	51,9
104	1200	Staudingergasse	10	50,0	2,0	3,5	1,0	5,0	61,5	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	95,6
105	1200	Staudingergasse	13	60,0	2,0	3,3	1,0	10,0	76,3	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
106	1200	Staudingergasse	9	40,0	2,0	2,3	1,0	5,0	50,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	13,1	79,6
107	1200	Staudingergasse	7	26,0	2,0	1,9	1,0	5,0	35,9	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	51,9
108	1200	Staudingergasse	5	28,0	2,0	1,6	1,0	5,0	37,6	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	71,9

Tabelle A 2: Ergebnisse Objekt Nr. 51 bis 108 großflächige Anwendung der Gebäudebeurteilung.

Nr.	Bez.	Straße	ON	Gefährdete Personen	Bedeutungskategorie	Wert des Gebäudes	Gefährdete Sachgüter	Umgebungswirkung	Schadensrelevanz SR	Erdbebenzone	Grundriss	Vert. Regelmäßigkeit	Aussteifungen	Lok. Versagensmechan.	Sekundärstrukturen	Baugrund	Fundierung	Erhaltungszustand	Bauwerksparameter BP
				S01	S02	S03	S04	S05											
109	1200	Staudingergasse	1-3	64,0	2,0	2,2	1,0	5,0	74,2	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	5,0	5,0	10,0	9,4	100,9
110	1200	Wallensteinstraße	16	74,0	2,0	3,7	1,0	10,0	90,7	1,5	5,0	100,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	161,5
111	1200	Wallensteinstraße	18	16,0	2,0	1,8	1,0	10,0	30,8	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	111,9
112	1200	Heinzelmannngasse	4	22,0	2,0	1,9	1,0	5,0	31,9	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	99,6
113	1200	Heinzelmannngasse	6	28,0	2,0	2,5	1,0	5,0	38,5	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	50,6
114	1200	Heinzelmannngasse	8	58,0	2,0	6,5	1,0	5,0	72,5	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	13,1	56,6
115	1200	Heinzelmannngasse	12	36,0	2,0	2,1	1,0	5,0	46,1	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	13,1	79,6
116	1200	Jägerstraße	21	40,0	2,0	2,7	1,0	10,0	55,7	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
117	1200	Jägerstraße	23	41,0	2,0	3,7	1,0	10,0	57,7	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	99,6
118	1200	Heinzelmannngasse	7	32,0	2,0	2,7	1,0	5,0	42,7	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	70,6
119	1200	Heinzelmannngasse	5	22,0	2,0	2,6	1,0	5,0	32,6	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	62,5
120	1200	Heinzelmannngasse	3	20,0	2,0	1,8	1,0	5,0	29,8	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	5,0	5,0	10,0	3,1	60,6
121	1200	Wallensteinstraße	22	46,0	2,0	4,2	1,0	10,0	63,2	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
122	1200	Wallensteinstraße	24	21,0	2,0	1,8	1,0	10,0	35,8	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	77,5
123	1200	Wallensteinstraße	26	45,0	2,0	2,2	1,0	10,0	60,2	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
124	1200	Wallensteinstraße	28	47,0	2,0	2,3	1,0	10,0	62,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
125	1200	Wallensteinstraße	30	21,0	2,0	2,2	1,0	10,0	36,2	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	81,5
126	1200	Wallensteinplatz	8	20,0	2,0	3,6	1,0	10,0	36,6	1,5	5,0	100,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	169,6
127	1200	Wallensteinplatz	7	46,0	2,0	3,3	1,0	10,0	62,3	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	119,6
128	1200	Jägerstraße	25	45,0	2,0	2,8	1,0	10,0	60,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	5,0	5,0	10,0	15,0	76,5
129	1200	Wolfsaugasse	9	14,0	2,0	1,7	1,0	5,0	23,7	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	47,9
130	1200	Treustraße	16	25,0	2,0	2,9	1,0	5,0	35,9	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	50,6
131	1200	Treustraße	18	30,0	2,0	3,0	1,0	10,0	46,0	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	81,5
132	1200	Wallensteinstraße	10	10,0	2,0	2,4	1,0	10,0	25,4	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	107,5
133	1200	Wallensteinstraße	12	20,0	2,0	1,7	1,0	10,0	34,7	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	13,1	75,6
134	1200	Wallensteinstraße	14	30,0	2,0	3,5	1,0	10,0	46,5	1,5	5,0	100,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	171,5
135	1200	Klosterneuburgerstraße	15	44,0	2,0	3,3	1,0	10,0	60,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	69,6
136	1200	Treustraße	10	26,0	2,0	3,0	1,0	5,0	37,0	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	13,1	79,6
137	1200	Treustraße	8	36,0	2,0	3,5	1,0	5,0	47,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	81,5
138	1200	Treustraße	6	34,0	2,0	3,1	1,0	5,0	45,1	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	62,5
139	1200	Treustraße	4	24,0	2,0	2,3	1,0	5,0	34,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
140	1200	Treustraße	2	42,0	2,0	9,3	1,0	5,0	59,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
141	1200	Klosterneuburgerstraße	1	36,0	2,0	3,7	1,0	10,0	52,7	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	107,5
142	1200	Klosterneuburgerstraße	3	30,0	2,0	2,6	1,0	10,0	45,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
143	1200	Klosterneuburgerstraße	5	27,0	2,0	2,5	1,0	10,0	42,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
144	1200	Klosterneuburgerstraße	7	18,0	2,0	2,6	1,0	10,0	33,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	85,9
145	1200	Klosterneuburgerstraße	9	38,0	2,0	2,6	1,0	10,0	53,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
146	1200	Klosterneuburgerstraße	13	42,0	2,0	3,3	1,0	10,0	58,3	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
147	1200	Wolfsaugasse	12	20,0	2,0	1,7	1,0	5,0	29,7	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	17,5	61,0
148	1200	Wolfsaugasse	10	48,0	2,0	4,0	1,0	5,0	60,0	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	70,9
149	1200	Brigittenuaer Lände	16	24,0	2,0	1,9	1,0	10,0	38,9	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	46,6
150	1200	Brigittenuaer Lände	18	52,0	2,0	3,7	1,0	10,0	68,7	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	81,5
151	1200	Gaussplatz	6	46,0	2,0	4,3	1,0	5,0	58,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
152	1200	Gaussplatz	5	38,0	2,0	4,1	1,0	5,0	50,1	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
153	1200	Brigittenuaer Lände	20	55,0	2,0	4,8	1,0	10,0	72,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	12,5	89,0
154	1200	Brigittenuaer Lände	22	54,0	2,0	4,5	1,0	10,0	71,5	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	0,0	5,0	10,0	3,1	40,6
155	1200	Brigittenuaer Lände	24	68,0	2,0	4,4	1,0	10,0	85,4	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	89,6
156	1200	Brigittenuaer Lände	26	36,0	2,0	4,3	1,0	10,0	53,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
157	1200	Brigittenuaer Lände	28	48,0	2,0	4,0	1,0	10,0	65,0	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
158	1200	Brigittenuaer Lände	30	56,0	2,0	4,6	1,0	10,0	73,6	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	66,9
159	1200	Brigittenuaer Lände	32	48,0	2,0	3,3	1,0	10,0	64,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	60,6
160	1200	Wolfsaugasse	4	52,0	2,0	5,3	1,0	10,0	70,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
161	1200	Wolfsaugasse	6	62,0	2,0	4,2	1,0	5,0	74,2	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	115,9
162	1200	Wolfsaugasse	8	49,0	2,0	4,7	1,0	5,0	61,7	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
163	1200	Treustraße	11	32,0	2,0	3,3	1,0	5,0	43,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
164	1200	Treustraße	9	300,0	10,0	9,1	5,0	5,0	329,1	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	87,5
165	1200	Treustraße	7	50,0	2,0	3,9	1,0	5,0	61,9	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	17,5	124,0
166	1200	Treustraße	3	42,0	2,0	2,8	1,0	5,0	52,8	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	46,6

Tabelle A 3: Ergebnisse Objekt Nr. 109 bis 166 großflächige Anwendung der Gebäudebeurteilung.

Nr.	Bez.	Straße	ON	S01	S02	S03	S04	S05	Schadensrelevanz SR	G01	G02	G03	G04	G05	G06	G07	G08	G09	Bauwerksparameter BP
167	1200	Hannovergasse	12	58,0	2,0	3,7	1,0	5,0	69,7	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
168	1200	Hannovergasse	14	42,0	2,0	3,2	1,0	5,0	53,2	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	4,4	70,9
169	1200	Hannovergasse	16	60,0	2,0	3,1	1,0	5,0	71,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
170	1200	Othmargasse	40	103,0	2,0	5,1	1,0	5,0	116,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
171	1200	Othmargasse	44-42	89,0	2,0	3,6	1,0	5,0	100,6	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
172	1200	Othmargasse	44-42	92,0	2,0	2,1	1,0	5,0	102,1	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	13,1	75,6
173	1200	Othmargasse	46	70,0	2,0	4,2	1,0	5,0	82,2	1,5	5,0	50,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	4,4	105,9
174	1200	Othmargasse	48	21,0	2,0	1,4	1,0	5,0	30,4	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	65,6
175	1200	Jägerstraße	45	38,0	2,0	2,7	1,0	10,0	53,7	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
176	1200	Jägerstraße	35	107,0	2,0	7,3	1,0	10,0	127,3	1,5	5,0	50,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	3,1	104,6
177	1200	Jägerstraße	35	107,0	2,0	5,2	1,0	5,0	120,2	1,5	5,0	1,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	15,0	67,5
178	1200	Jägerstraße	35	7,0	2,0	2,3	1,0	1,0	13,3	1,5	1,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	67,9
179	1200	Jägerstraße	31	16,0	2,0	1,1	1,0	10,0	30,1	1,5	1,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	115,6
180	1200	Jägerstraße	29	5,0	2,0	1,1	1,0	10,0	19,1	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	9,4	91,9
181	1200	Wallensteinstraße	31	37,0	2,0	2,6	1,0	10,0	52,6	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	87,5
182	1200	Wallensteinstraße	29	32,0	2,0	2,7	1,0	10,0	47,7	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	87,5
183	1200	Wallensteinstraße	29	10,0	2,0	2,0	1,0	10,0	25,0	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	65,6
184	1200	Wallensteinstraße	25	43,0	2,0	3,7	1,0	10,0	59,7	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
185	1200	Hannovergasse	6	85,0	2,0	3,5	1,0	5,0	96,5	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
186	1200	Hannovergasse	8	52,0	2,0	3,6	1,0	5,0	63,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
187	1200	Hannovergasse	10	66,0	2,0	4,2	1,0	5,0	78,2	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
188	1200	Kluckygasse	2	31,0	2,0	3,2	1,0	10,0	47,2	1,5	5,0	100,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	160,9
189	1200	Kluckygasse	4	16,0	2,0	1,7	1,0	5,0	25,7	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	87,5
190	1200	Kluckygasse	6	24,0	2,0	1,7	1,0	5,0	33,7	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	58,5
191	1200	Hannovergasse	7	36,0	2,0	3,9	1,0	5,0	47,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
192	1200	Hannovergasse	5	21,0	2,0	1,3	1,0	5,0	30,3	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	117,5
193	1200	Hannovergasse	1-3	49,0	2,0	4,2	1,0	10,0	66,2	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
194	1200	Kluckygasse	1	54,0	2,0	2,9	1,0	10,0	69,9	1,5	5,0	100,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	171,5
195	1200	Wallensteinstraße	17	34,0	2,0	2,9	1,0	10,0	49,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	85,9
196	1200	Klosterneuburgerstraße	22	26,0	2,0	1,8	1,0	10,0	40,8	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
197	1200	Klosterneuburgerstraße	28	48,0	2,0	2,4	1,0	10,0	63,4	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
198	1200	Weberstraße	24	30,0	2,0	1,4	1,0	5,0	39,4	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	115,9
199	1200	Kluckygasse	7	32,0	2,0	2,3	1,0	5,0	42,3	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
200	1200	Kluckygasse	5	24,0	2,0	2,0	1,0	5,0	34,0	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	66,9
201	1200	Kluckygasse	3	29,0	2,0	2,1	1,0	5,0	39,1	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	85,9
202	1200	Webergasse	23	75,0	2,0	4,6	1,0	5,0	87,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
203	1200	Kluckygasse	12	32,0	2,0	2,0	1,0	5,0	42,0	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
204	1200	Kluckygasse	16-18	172,0	2,0	6,4	1,0	5,0	186,4	1,5	5,0	1,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	4,4	56,9
205	1200	Othmargasse	34	37,0	2,0	2,7	1,0	5,0	47,7	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	65,6
206	1200	Othmargasse	36	37,0	2,0	3,0	1,0	5,0	48,0	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	85,9
207	1200	Hannovergasse	17	50,0	2,0	2,8	1,0	5,0	60,8	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
208	1200	Hannovergasse	13-15	174,0	2,0	12,9	1,0	5,0	194,9	1,5	5,0	1,0	5,0	5,0	10,0	5,0	10,0	15,0	57,5
209	1200	Hannovergasse	11	29,0	2,0	3,4	1,0	5,0	40,4	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	3,1	69,6
210	1200	Webergasse	25	34,0	2,0	2,5	1,0	5,0	44,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
211	1200	Webergasse	21	48,0	2,0	2,7	1,0	5,0	58,7	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
212	1200	Webergasse	19	38,0	2,0	3,9	1,0	10,0	54,9	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
213	1200	Klosterneuburgerstraße	32	41,0	2,0	2,2	1,0	10,0	56,2	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
214	1200	Klosterneuburgerstraße	34	50,0	2,0	2,9	1,0	10,0	65,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
215	1200	Klosterneuburgerstraße	36	36,0	2,0	1,7	1,0	10,0	50,7	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	111,5
216	1200	Klosterneuburgerstraße	38	31,0	2,0	1,7	1,0	10,0	45,7	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	9,4	71,9
217	1200	Klosterneuburgerstraße	40	44,0	2,0	3,7	1,0	10,0	60,7	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
218	1200	Kluckygasse	17	63,0	2,0	3,6	1,0	5,0	74,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
219	1200	Kluckygasse	15	48,0	2,0	2,5	1,0	5,0	58,5	1,5	1,0	1,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	15,0	63,5
220	1200	Klosterneuburgerstraße	36	30,0	2,0	1,7	1,0	5,0	39,7	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	5,0	5,0	10,0	15,0	67,5
221	1200	Kluckygasse	11-13	66,0	2,0	3,3	1,0	5,0	77,3	1,5	1,0	1,0	5,0	5,0	20,0	5,0	10,0	15,0	63,5
222	1200	Wallensteinstraße	6	54,0	2,0	5,3	1,0	10,0	72,3	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	62,5
223	1200	Treustraße	15	66,0	2,0	4,8	1,0	5,0	78,8	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	66,9
224	1200	Wolfsaugasse	3	32,0	2,0	2,8	1,0	5,0	42,8	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	66,6

Tabelle A 4: Ergebnisse Objekt Nr. 167 bis 224 großflächige Anwendung der Gebäudebeurteilung.

Nr.	Bez.	Straße	ON	Gefährdete Personen					Schadensrelevanz SR	Bauwerksparameter BP									
				S01	S02	S03	S04	S05		G01	G02	G03	G04	G05	G06	G07	G08	G09	
225	1200	Brigittener Lände	36	58,0	2,0	4,6	1,0	5,0	70,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	80,9
226	1200	Brigittener Lände	38	116,0	2,0	5,1	1,0	10,0	134,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
227	1200	Wallensteinstraße	4	39,0	2,0	2,7	1,0	10,0	54,7	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	77,5
228	1200	Treustraße	19	36,0	2,0	1,9	1,0	5,0	45,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
229	1200	Treustraße	21	38,0	2,0	2,0	1,0	5,0	48,0	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
230	1200	Webergasse	4	300,0	10,0	22,0	1,0	5,0	338,0	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	72,5
231	1200	Brigittener Lände	42	100,0	2,0	5,5	1,0	5,0	113,5	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	60,6
232	1200	Brigittener Lände	40	50,0	2,0	3,1	1,0	10,0	66,1	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
233	1200	Wallensteinstraße	3	21,0	2,0	3,1	1,0	10,0	37,1	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
234	1200	Wallensteinstraße	5	26,0	2,0	3,0	1,0	10,0	42,0	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	109,6
235	1200	Wallensteinstraße	7	34,0	2,0	2,6	1,0	10,0	49,6	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	89,6
236	1200	Wallensteinstraße	9	48,0	2,0	3,4	1,0	10,0	64,4	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	85,9
237	1200	Wallensteinstraße	11	18,0	2,0	2,6	1,0	10,0	33,6	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	87,5
238	1200	Wallensteinstraße	13	40,0	2,0	2,2	1,0	10,0	55,2	1,5	1,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	87,5
239	1200	Klosterneuburgerstraße	19	28,0	2,0	3,4	1,0	10,0	44,4	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	121,5
240	1200	Klosterneuburgerstraße	21	36,0	2,0	2,5	1,0	10,0	51,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	13,1	89,6
241	1200	Treustraße	26	39,0	2,0	2,9	1,0	5,0	49,9	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	3,1	79,6
242	1200	Treustraße	22	54,0	2,0	5,7	1,0	5,0	67,7	1,5	1,0	50,0	5,0	5,0	10,0	5,0	10,0	15,0	102,5
243	1200	Webergasse	3	35,0	2,0	1,7	1,0	5,0	44,7	1,5	1,0	50,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	107,5
244	1200	Webergasse	5	36,0	2,0	1,7	1,0	5,0	45,7	1,5	1,0	1,0	5,0	10,0	10,0	5,0	10,0	15,0	58,5
245	1200	Treustraße	27	33,0	2,0	2,4	1,0	5,0	43,4	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	4,4	110,9
246	1200	Treustraße	31	48,0	2,0	3,8	1,0	5,0	59,8	1,5	5,0	1,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	66,9
247	1200	Treustraße	33	34,0	2,0	3,5	1,0	5,0	45,5	1,5	5,0	20,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	15,0	91,5
248	1200	Brigittener Lände	46	52,0	2,0	4,3	1,0	10,0	69,3	1,5	5,0	50,0	5,0	10,0	20,0	5,0	10,0	9,4	115,9
249	1200	Webergasse	9	28,0	2,0	2,4	1,0	5,0	38,4	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	9,4	125,9
250	1200	Treustraße	30	24,0	2,0	1,9	1,0	5,0	33,9	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	82,5
251	1200	Treustraße	32	22,0	2,0	1,9	1,0	5,0	31,9	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	70,6
252	1200	Treustraße	34	22,0	2,0	1,9	1,0	5,0	31,9	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
253	1200	Treustraße	36	28,0	2,0	1,9	1,0	5,0	37,9	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	91,5
254	1200	Treustraße	38	24,0	2,0	1,9	1,0	5,0	33,9	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	72,5
255	1200	Treustraße	40	22,0	2,0	1,9	1,0	5,0	31,9	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	72,5
256	1200	Treustraße	42	39,0	2,0	4,3	1,0	5,0	51,3	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	4,4	110,9
257	1200	Denisgasse	11	40,0	2,0	2,0	1,0	5,0	50,0	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	9,4	66,9
258	1200	Denisgasse	9	54,0	2,0	2,2	1,0	5,0	64,2	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	86,9
259	1200	Denisgasse	5	34,0	2,0	1,5	1,0	5,0	43,5	1,5	1,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	68,5
260	1200	Denisgasse	3	24,0	2,0	1,5	1,0	5,0	33,5	1,5	1,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	68,5
261	1200	Webergasse	13	22,0	2,0	2,3	1,0	5,0	32,3	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	9,4	95,9
262	1200	Webergasse	11	16,0	2,0	1,3	1,0	5,0	25,3	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	9,4	91,9
263	1200	Denisgasse	6	48,0	2,0	3,3	1,0	5,0	59,3	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	70,6
264	1200	Klosterneuburgerstraße	39	18,0	2,0	2,7	1,0	10,0	33,7	1,5	1,0	50,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	117,5
265	1200	Klosterneuburgerstraße	37	23,0	2,0	2,0	1,0	10,0	38,0	1,5	1,0	50,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	105,6
266	1200	Webergasse	17	38,0	2,0	2,9	1,0	10,0	53,9	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	120,9
267	1200	Othmargasse	9	56,0	2,0	3,1	1,0	5,0	67,1	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	82,5
268	1200	Othmargasse	11	52,0	2,0	3,2	1,0	5,0	63,2	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	71,9
269	1200	Hirschvogelgasse	12	28,0	2,0	2,2	1,0	5,0	38,2	1,5	1,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	9,4	62,9
270	1200	Treustraße	46	38,0	2,0	2,7	1,0	5,0	48,7	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	4,4	61,9
271	1200	Treustraße	45	48,0	2,0	4,0	1,0	5,0	60,0	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	82,5
272	1200	Treustraße	47	62,0	2,0	4,0	1,0	5,0	74,0	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
273	1200	Treustraße	49	84,0	2,0	5,5	1,0	5,0	97,5	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	17,5	85,0
274	1200	Brigittener Lände	62	56,0	2,0	5,7	1,0	10,0	74,7	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	70,6
275	1200	Brigittener Lände	60	40,0	2,0	2,7	1,0	10,0	55,7	1,5	1,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	56,6
276	1200	Brigittener Lände	58	75,0	2,0	4,5	1,0	10,0	92,5	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
277	1200	Hirschvogelgasse	3	22,0	2,0	2,9	1,0	5,0	32,9	1,5	1,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	9,4	72,9
278	1200	Gerhardusgasse	10	68,0	2,0	5,6	1,0	5,0	81,6	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	9,4	76,9
279	1200	Denisgasse	23	53,0	2,0	3,6	1,0	5,0	64,6	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	101,5
280	1200	Denisgasse	24	48,0	2,0	2,6	1,0	5,0	58,6	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
281	1200	Denisgasse	20	68,0	2,0	3,5	1,0	5,0	79,5	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	72,5
282	1200	Othmargasse	15	38,0	2,0	2,3	1,0	5,0	48,3	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	72,5

Tabelle A 5: Ergebnisse Objekt Nr. 225 bis 282 großflächige Anwendung der Gebäudebeurteilung.

Nr.	Bez.	Straße	ON	S01	S02	S03	S04	S05	Schadensrelevanz SR	G01	G02	G03	G04	G05	G06	G07	G08	G09	Bauwerksparameter BP
283	1200	Klosterneuburgerstraße	43	40,0	2,0	2,9	1,0	10,0	55,9	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	119,6
284	1200	Klosterneuburgerstraße	45	37,0	2,0	3,4	1,0	10,0	53,4	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	119,6
285	1200	Klosterneuburgerstraße	47	53,0	2,0	3,5	1,0	10,0	69,5	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	79,6
286	1200	Klosterneuburgerstraße	49	46,0	2,0	2,4	1,0	10,0	61,4	1,5	1,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	127,5
287	1200	Klosterneuburgerstraße	51	59,0	2,0	0,0	1,0	10,0	72,0	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	121,5
288	1200	Gerhardusgasse	16	74,0	2,0	3,3	1,0	5,0	85,3	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
289	1200	Gerhardusgasse	24	54,0	2,0	2,4	1,0	5,0	64,4	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	4,4	76,9
290	1200	Gerhardusgasse	26	38,0	2,0	1,4	1,0	5,0	47,4	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	87,5
291	1200	Gerhardusgasse	28	50,0	2,0	21,0	1,0	5,0	79,0	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	9,4	91,9
292	1200	Gerhardusgasse	30	22,0	2,0	1,7	1,0	5,0	31,7	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	4,4	110,9
293	1200	Hannovergasse	31	35,0	2,0	2,6	1,0	5,0	45,6	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	120,9
294	1200	Hannovergasse	29	32,0	2,0	1,7	1,0	5,0	41,7	1,5	1,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	17,5	71,0
295	1200	Hannovergasse	25	10,0	2,0	1,1	1,0	5,0	19,1	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	79,6
296	1200	Hannovergasse	23	30,0	2,0	4,4	1,0	5,0	42,4	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	75,6
297	1200	Hannovergasse	21	52,0	2,0	5,1	1,0	5,0	65,1	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	97,5
298	1200	Othmargasse	25	114,0	2,0	5,7	1,0	5,0	127,7	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	97,5
299	1200	Klosterneuburgerstraße	42	42,0	2,0	2,4	1,0	10,0	57,4	1,5	5,0	100,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	18,8	185,3
300	1200	Klosterneuburgerstraße	44	28,0	2,0	2,4	1,0	10,0	43,4	1,5	5,0	100,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	18,8	185,3
301	1200	Klosterneuburgerstraße	46	38,0	2,0	3,0	1,0	10,0	54,0	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	120,9
302	1200	Klosterneuburgerstraße	48	37,0	2,0	4,0	1,0	10,0	54,0	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	26,3	112,8
303	1200	Klosterneuburgerstraße	50	65,0	2,0	3,3	1,0	10,0	81,3	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
304	1200	Klosterneuburgerstraße	52	14,0	2,0	2,8	1,0	10,0	29,8	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
305	1200	Romanogasse	26	16,0	2,0	1,9	1,0	5,0	25,9	1,5	1,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	68,5
306	1200	Klosterneuburgerstraße	62	52,0	2,0	3,5	1,0	10,0	68,5	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
307	1200	Klosterneuburgerstraße	60	58,0	2,0	4,1	1,0	10,0	75,1	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	131,5
308	1200	Klosterneuburgerstraße	58	59,0	2,0	3,8	1,0	10,0	75,8	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	101,5
309	1200	Klosterneuburgerstraße	56	72,0	2,0	3,6	1,0	10,0	88,6	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	131,5
310	1200	Gerhardusgasse	21	29,0	2,0	3,0	1,0	5,0	40,0	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	87,5
311	1200	Gerhardusgasse	25	80,0	2,0	10,1	1,0	5,0	98,1	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	5,0	5,0	10,0	15,0	82,5
312	1200	Gerhardusgasse	29	79,0	2,0	4,2	1,0	5,0	91,2	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	101,5
313	1200	Hannovergasse	33	62,0	2,0	4,6	1,0	5,0	74,6	1,5	5,0	100,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	181,5
314	1200	Klosterneuburgerstraße	64	78,0	2,0	10,1	1,0	10,0	101,1	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
315	1200	Klosterneuburgerstraße	66	74,0	2,0	3,8	1,0	10,0	90,8	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	101,5
316	1200	Klosterneuburgerstraße	68	65,0	2,0	3,8	1,0	10,0	81,8	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
317	1200	Klosterneuburgerstraße	61	61,0	2,0	4,4	1,0	10,0	78,4	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
318	1200	Klosterneuburgerstraße	63	55,0	2,0	5,6	1,0	10,0	73,6	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	101,5
319	1200	Klosterneuburgerstraße	65	52,0	2,0	3,6	1,0	10,0	68,6	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
320	1200	Klosterneuburgerstraße	67	44,0	2,0	4,8	1,0	10,0	61,8	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	12,5	129,0
321	1200	Romanogasse	20	40,0	2,0	2,4	1,0	5,0	50,4	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	60,6
322	1200	Denisgasse	38	54,0	2,0	3,9	1,0	5,0	65,9	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	13,1	99,6
323	1200	Denisgasse	36	2,0	2,0	2,1	1,0	5,0	12,1	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	72,5
324	1200	Gerhardusgasse	9	46,0	2,0	3,5	1,0	5,0	57,5	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	71,9
325	1200	Denisgasse	33	20,0	2,0	3,2	1,0	5,0	31,2	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	91,5
326	1200	Denisgasse	35	64,0	2,0	3,0	1,0	5,0	75,0	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	6,3	73,8
327	1200	Romanogasse	14	74,0	2,0	4,0	1,0	5,0	86,0	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	70,6
328	1200	Treustraße	64	66,0	2,0	4,0	1,0	5,0	78,0	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
329	1200	Romanogasse	11	32,0	2,0	2,2	1,0	5,0	42,2	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	79,6
330	1200	Romanogasse	13	40,0	2,0	2,1	1,0	5,0	50,1	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	91,5
331	1200	Denisgasse	39-41	176,0	10,0	20,2	1,0	5,0	212,2	1,5	10,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	106,5
332	1200	Denisgasse	40	58,0	2,0	2,7	1,0	5,0	68,7	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	101,5
333	1200	Romanogasse	21-23	78,0	2,0	6,6	1,0	5,0	92,6	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
334	1200	Klosterneuburgerstraße	71	62,0	2,0	5,2	1,0	5,0	75,2	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	131,5
335	1200	Klosterneuburgerstraße	73	50,0	2,0	5,1	1,0	5,0	63,1	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	119,6
336	1200	Pappenheimgasse	8	84,0	10,0	6,3	1,0	5,0	106,3	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	131,5
337	1200	Denisgasse	46	80,0	2,0	3,7	1,0	5,0	91,7	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
338	1200	Denisgasse	44	62,0	2,0	4,0	1,0	5,0	74,0	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	79,6
339	1200	Denisgasse	42	46,0	2,0	2,8	1,0	5,0	56,8	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
340	1200	Denisgasse	54	242,0	2,0	18,9	1,0	5,0	268,9	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	13,1	80,6

Tabelle A 6: Ergebnisse Objekt Nr. 283 bis 340 großflächige Anwendung der Gebäudebeurteilung.

Nr.	Bez.	Straße	ON	Gefährdete Personen	Bedeutungskategorie	Wert des Gebäudes	Gefährdete Sachgüter	Umgebungswirkung	Schadensrelevanz SR	Erdbebenzone	Grundriss	Vert. Regelmäßigkeit	Aussteifungen	Lok. Versagensmechan.	Sekundärstrukturen	Baugrund	Fundierung	Erhaltungszustand	Bauwerksparameter BP
				S01	S02	S03	S04	S05											
341	1200	Spaungasse	14	38,0	2,0	1,7	1,0	5,0	47,7	1,5	1,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	115,6
342	1200	Klosterneuburgerstraße	87	54,0	2,0	3,0	1,0	10,0	70,0	1,5	5,0	100,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	13,1	179,6
343	1200	Klosterneuburgerstraße	85	41,0	2,0	2,7	1,0	10,0	56,7	1,5	5,0	100,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	171,5
344	1200	Klosterneuburgerstraße	89	30,0	2,0	2,9	1,0	10,0	45,9	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	131,5
345	1200	Klosterneuburgerstraße	91	60,0	2,0	3,8	1,0	10,0	76,8	1,5	5,0	100,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	169,6
346	1200	Spaungasse	22	78,0	2,0	6,2	1,0	5,0	92,2	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
347	1200	Spaungasse	20	36,0	2,0	2,5	1,0	5,0	46,5	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	86,9
348	1200	Spaungasse	18	86,0	2,0	4,6	1,0	10,0	103,6	1,5	5,0	100,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	169,6
349	1200	Klosterneuburgerstraße	78	6,0	2,0	2,1	1,0	10,0	21,1	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	5,0	5,0	10,0	3,1	55,6
350	1200	Burghardtgasse	7	54,0	2,0	4,1	1,0	5,0	66,1	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
351	1200	Spaungasse	23	34,0	2,0	3,6	1,0	5,0	45,6	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	79,6
352	1200	Leipzigerstraße	18	73,0	2,0	3,9	1,0	5,0	84,9	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	120,9
353	1200	Leipzigerstraße	14	48,0	2,0	2,9	1,0	5,0	58,9	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
354	1200	Spaungasse	17	36,0	2,0	3,5	1,0	10,0	52,5	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	120,9
355	1200	Spaungasse	19	28,0	2,0	2,5	1,0	5,0	38,5	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	101,5
356	1200	Spaungasse	21	42,0	2,0	2,5	1,0	5,0	52,5	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	79,6
357	1200	Burghardtgasse	10-12	60,0	2,0	4,2	1,0	5,0	72,2	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	97,5
358	1200	Burghardtgasse	14	88,0	2,0	6,9	1,0	5,0	102,9	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	13,1	129,6
359	1200	Leipziger Platz	1-2	300,0	10,0	14,6	5,0	5,0	334,6	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	131,5
360	1200	Wexstraße	18-14	192,0	10,0	23,8	1,0	5,0	231,8	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	120,9
361	1200	Klosterneuburgerstraße	88	48,0	2,0	3,5	1,0	10,0	64,5	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	12,5	129,0
362	1200	Klosterneuburgerstraße	90	52,0	2,0	4,9	1,0	10,0	69,9	1,5	5,0	100,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	9,4	175,9
363	1200	Pappenheimgasse	33	104,0	10,0	6,6	5,0	5,0	130,6	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	101,5
364	1200	burghardtgasse	18	40,0	2,0	1,9	1,0	5,0	49,9	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	75,6
365	1200	Burghardtgasse	20	24,0	2,0	1,9	1,0	5,0	33,9	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	13,1	85,6
366	1200	Burghardtgasse	28	32,0	2,0	2,6	1,0	5,0	42,6	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	3,1	75,6
367	1200	Adalbert-Stifter-Straße	26	46,0	2,0	2,9	1,0	10,0	61,9	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	10,0	5,0	10,0	15,0	91,5
368	1200	Adalbert-Stifter-Straße	24	78,0	2,0	3,3	1,0	10,0	94,3	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
369	1200	Adalbert-Stifter-Straße	22	80,0	2,0	4,9	1,0	10,0	97,9	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	89,6
370	1200	Klosterneuburgerstraße	106	51,0	2,0	4,5	1,0	10,0	68,5	1,5	5,0	50,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	15,0	131,5
371	1200	Wexstraße	13	14,0	2,0	3,3	1,0	10,0	30,3	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	8,8	91,3
372	1200	Wexstraße	13-15	50,0	10,0	101,1	1,0	10,0	172,1	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	0,0	5,0	10,0	15,0	77,5
373	1200	Wexstraße	15	60,0	2,0	7,3	1,0	10,0	80,3	1,5	1,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	13,1	95,6
374	1200	Burghardtgasse	17	81,0	2,0	4,6	1,0	5,0	93,6	1,5	5,0	20,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	4,4	90,9
375	1200	Burghardtgasse	21	36,0	2,0	4,5	1,0	5,0	48,5	1,5	5,0	1,0	5,0	20,0	20,0	5,0	10,0	3,1	70,6

Tabelle A 7: Ergebnisse Objekt Nr. 341 bis 375 großflächige Anwendung der Gebäudebeurteilung.

A 3.5 Einfluss eines Dachgeschoßausbaus in Leichtbauweise auf die globalen dynamischen Strukturparameter eines Gebäudes

Auf den folgenden Abbildungen sind die Fassade und der Dachgeschoßausbau des Objekts Riglergasse 10, sowie die Aufstellungen der Beschleunigungsaufnehmer in den verschiedenen Stockwerken dargestellt.



Abbildung A 10: Ansicht Riglergasse 10 – straßenseitig (links), sowie DG-Ausbau (rechts).

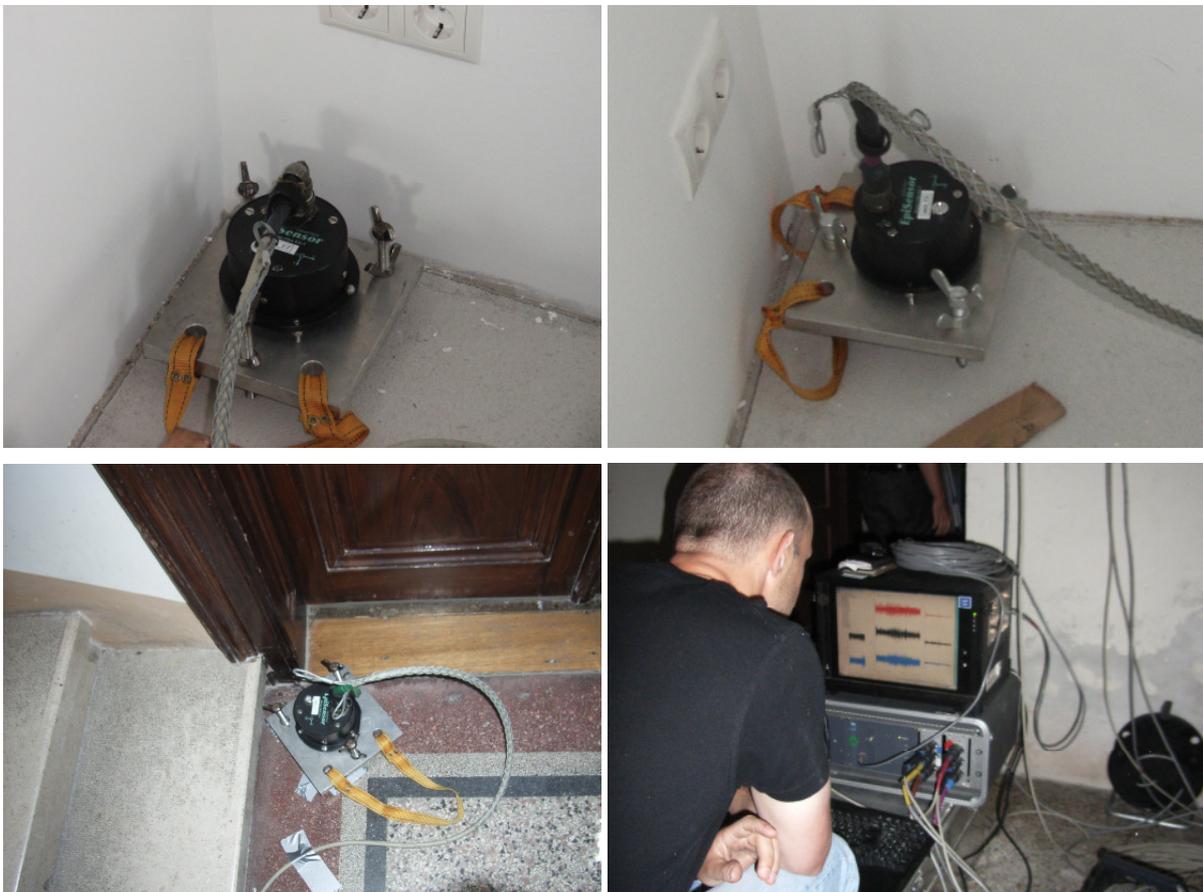


Abbildung A 11: Aufstellung der Beschleunigungsaufnehmer, Messanlage mit Steuerungseinheit.

A 3.6 Einfluss der Zwischenwände, Holzdecken und Dachkonstruktion auf die globalen dynamischen Strukturparameter eines Gebäudes

In den folgenden Abbildungen ist die grundsätzliche Aufstellung der Sensoren für die durchgeführten messtechnischen Untersuchungen am Objekt Spittelbreitengasse 30 in den verschiedenen Stockwerken dargestellt.



Abbildung A 12: Vorbereitung der Positionen für die Beschleunigungsaufnehmer.



Abbildung A 13: Aufstellung der Beschleunigungsaufnehmer auf die vorbereiteten Positionen.



Abbildung A 14: Linke Abbildung: Punktmasse zur Aufbringung der impulsförmigen Belastung.
 Rechte Abbildung: Impuls, aufgebracht auf die tragende Mittelmauer im Dachgeschoß.

Der vollständige Abbruch des Gebäudes Spittelbreitengasse 30 wurde im Oktober 2009 durchgeführt. In Absprache mit den ausführenden Firmen war es möglich den Abbruch des Gebäudes zu dokumentieren. In den folgenden Abbildungen sind einzelne Abbruchphasen dargestellt.



Abbildung A 15: Phasenweiser Abbruch des Gebäudes Spittelbreitengasse 30.