

Doctoral Thesis

LOAD CARRYING CAPACITY ANALYSIS OF SELECT LATE 19TH CENTURY MASONRY CONSTRUCTIONS

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

TRAGFÄHIGKEITSBEWERTUNG AUSGEWÄHLTER GRÜNDERZEITLICHER MAUERWERKSKONSTRUKTIONEN

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

Dipl.-Ing. Viktor Dunjic
Matrikelnummer 00325362
Rainergasse 38/405
1050 Wien

Betreuer: **Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch**
TU Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Hochbau und Technologie,
Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung
Karlsplatz 13/E206-4, 1040 Wien, Österreich

Gutachter: **Prof. Dr.-Ing. Christoph Butenweg**
FH Aachen, University of Applied Sciences,
Technische Mechanik und Konstruktiver Ingenieurbau
Heinrich-Mußmann-Str. 1, 52428 Jülich, Deutschland

Gutachter: **Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger**
TU Dresden, Fakultät für Architektur, Lehrstuhl für Tragwerksplanung,
Zellescher Weg 17, 01069 Dresden, Deutschland

Abstract

A large number of apartments in Central European cities like Vienna are situated in late 19th century buildings. Current urban development requires resistance verification of these buildings according to the state of the art. Built heritage is preserved because of its cultural and economic value but at the same time requires determining a construction's load carrying capacity realistically.

For this PhD thesis, three critical challenges where the state of the art does not represent the actual load carrying capacity of the construction were identified in the course of preliminary findings. These are:

- Shear resistance verification of late 19th century masonry according to ÖNORM EN 1996-1
- Empirical shear and earthquake capacity verification of masonry
- Determining the ultimate load of historic masonry arches

The first goal of this thesis is to verify whether the shear resistance of late 19th century masonry can be determined realistically with ÖNORM EN 1996-1. Based on this analysis and the complexity of historic masonry it was deemed necessary to identify the shear and earthquake resistance of wall panels by empirical in-situ tests. Thus follows the second goal of this thesis, which is the development of a suitable method for the empirical investigation of masonry properties. According to this method, important boundary conditions like vertical loading, masonry composition and prior damage maintain the same.

Another topic of this thesis is to improve the determination of the ultimate load carrying capacity of flat masonry arches, which were constructed in nearly every residential building of the late 19th century as basement ceilings. The common methods are either very time-consuming or provide unrealistic results. This is why the third goal is to develop a suitable tool that is based on empirical test to determine the load carrying capacity of flat masonry arches in a time-saving and realistic way.

This PhD thesis aims to provide suitable methods to improve the load carrying capacity analysis of select late 19th century constructions based on empirical tests. In case of the shear and earthquake-capacity, the analysis is based on empirical in-situ investigations which leads directly to the assessment of the shear wall. Regarding the ultimate load of historic masonry arches the verification is based on diagrams which were developed from the results of prior empirical investigations in the laboratory. With these diagrams, the static model of a three-hinged arch can be adapted so that the ultimate load can be calculated realistically.

A detailed description of the methods as well as the results were published in „Mauerwerk European Journal of Masonry“ issue 5 2016, issue 2 2017 and issue 3 2017.

Kurzfassung

In zentraleuropäischen Städten wie Wien befinden sich zahlreiche Wohnungen in Gebäuden, die in der sogenannten Gründerzeit errichtet wurden. Diese historische Bausubstanz unterliegt aufgrund städtebaulicher Entwicklungen einem ständigen Wandel, der eine statische Beurteilung nach aktuellem Stand der Technik erforderlich macht. Um das gebaute Erbe zu erhalten, ist es notwendig, die Traglast der Konstruktion realistisch zu bestimmen. Das ist nicht nur wegen des kulturellen, sondern auch wegen des wirtschaftlichen Wertes erstrebenswert.

Also wurden im Zuge von Vorerhebungen kritische Punkte der Bemessung gründerzeitlicher Bausubstanz identifiziert, die nach aktuellem Stand der Technik mit unzureichender Genauigkeit abgebildet werden. Diese sind:

- Bewertung des Schubtragfähigkeitsnachweises nach ÖNORM EN 1996-1 für gründerzeitliches Mauerwerk
- Versuchsgestützte Bemessung des Schub- bzw. Erdbebenwiderstands von gemauerten Wandscheiben
- Bemessung der Traglast von flachen, gemauerten Gewölbekappen

Das erste Ziel der Arbeit ist zu bewerten, wie gut der Schubtragfähigkeitsnachweis nach ÖNORM EN 1996-1 das reale Tragverhalten von gründerzeitlichem Mauerwerk widerspiegelt. Aufbauend auf dieser Bewertung und aufgrund der Komplexität der Lastabtragung und der Vielseitigkeit der Ausführungsformen sowie der Schadensbilder von Bestandsmauerwerk erscheint eine versuchsgestützte Bewertung notwendig. Wegen des Fehlens geeigneter Methoden war also ein weiteres Ziel die Entwicklung eines in-situ Prüfverfahrens bei dem die Randbedingungen, wie die mechanischen Eigenschaften, die Auflast und die Vorschädigung des im Bestandsgebäude vorhandenen Mauerwerks weitgehend erhalten bleiben.

Eine weitere Fragestellung der Arbeit war die Beurteilung der Tragfähigkeit der gemauerten Gewölbekappe der Platzdecken, wie sie in nahezu jedem Gründerzeitlichen Wohnbau als Kellerdecke zu finden sind. Dabei handelt es sich um eine derart komplexe Fragestellung, dass sie entweder mit erheblichem Zeitaufwand oder mit unzureichender Genauigkeit behandelt wird. Aus diesem Grund sollte als drittes Teilziel dieser Arbeit ein praxistaugliches Tool auf Grundlage von Versuchsergebnissen an Modellgewölben entwickelt werden, mit dem die Traglast von flachen Gewölbekappen realistisch und möglichst zeiteffizient ermittelt werden kann.

Das Ziel der Arbeit ist die Verbesserung der Traglastanalyse ausgewählter gründerzeitlicher Konstruktionen auf Grundlage von Versuchsergebnissen. Im Falle der Schubtragfähigkeit der Mauerwerkscheibe werden in-situ Versuche an der zu untersuchenden Wand durchgeführt, aus deren Auswertung die Traglastbewertung erfolgt. Die Ermittlung der Traglast der Gewölbekappen erfolgt hingegen auf Grundlage von Diagrammen, welche aus der vorangegangenen experimentellen Analyse von Gewölben im Labor entwickelt wurden. Die vertikale Grenzlast wird mittels der statischen Analyse eines Dreieckenbogenmodells ermittelt, welches mithilfe dieser Diagramme angepasst wurde.

Die detaillierte Beschreibung sowie die Ergebnisse der Methoden wurden bereits in „Mauerwerk European Journal of Masonry“ Heft 5 2016, Heft 2 2017 und Heft 4 2017 veröffentlicht.

Inhalt

| | |
|--|----|
| Inhalt..... | i |
| 1 Einleitung | 1 |
| 1.1 Motivation | 1 |
| 1.2 Zielsetzung | 11 |
| 1.3 Methodik | 13 |
| 1.4 Ergebnisse | 16 |
| 1.5 Gliederung der Arbeit..... | 18 |
| 2 Nachweis der Schubtragfähigkeit von gründerzeitlichem Mauerwerk nach EC 6 – State of the Art | 20 |
| 2.1 Gründerzeitliches Mauerwerk | 20 |
| 2.2 Versagensarten von Mauerwerk unter Schubbeanspruchung..... | 22 |
| 2.2.1 Klaffen der Lagerfugen | 23 |
| 2.2.2 Reibungsversagen der Lagerfugen | 23 |
| 2.2.3 Zugversagen der Mauersteine..... | 24 |
| 2.2.4 Schub-Druckversagen des Mauerwerks | 25 |
| 2.3 Schubtragfähigkeitsnachweis nach EC 6..... | 25 |
| 2.3.1 Anfangsscherfestigkeit | 27 |
| 2.3.2 Auflastabhängige Reibung | 27 |
| 2.3.3 Überdrückte Länge | 28 |
| 2.4 Diskussion des Nachweises | 29 |
| 2.4.1 Anfangsscherfestigkeit | 32 |
| 2.4.2 Auflastbedingte Reibung | 34 |
| 2.4.3 Überdrückte Länge | 34 |
| 2.5 Zusammenfassung | 35 |
| 3 Der Zweifeld-Schubversuch – Eine praxistaugliche Methode zur versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk | 37 |
| 3.1 Theoretische Grundlagen..... | 37 |
| 3.1.1 Verhaltensbeiwert..... | 38 |

| | | |
|-------|--|----|
| 3.1.2 | Bilineare Idealisierung der Versuchskurven..... | 41 |
| 3.2 | Zweifeld-Schubversuch..... | 42 |
| 3.2.1 | Motivation | 42 |
| 3.2.2 | Methodik | 43 |
| 3.3 | Versuchsergebnisse..... | 45 |
| 3.3.1 | Bewertung der Realitätsnähe der Versuche..... | 46 |
| 3.3.2 | Experimentell ermittelter Verhaltensbeiwert..... | 46 |
| 3.3.3 | Experimentell ermittelte Kapazitätskurven | 48 |
| 3.4 | Einfluss des Zweifeld-Schubversuchs auf die Bemessung..... | 51 |
| 3.4.1 | Normative Grundlagen und Beispiele versuchsgestützter Bemessung | 51 |
| 3.4.2 | Nachweis auf Grundlage einer definierten Versuchsziellast oder Zielverschiebung | 52 |
| 3.4.3 | Nachweis auf Grundlage eines experimentell ermittelten Verhaltensbeiwerts q | 53 |
| 3.4.4 | Nachweis auf Grundlage einer experimentell ermittelten Last-Verformungskurve..... | 53 |
| 3.5 | Zusammenfassung | 54 |
| 4 | Bestimmung der Traglast von historischen, gemauerten Gewölben des Hochbaus unter Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme | 56 |
| 4.1 | Grundlagen der Gewölbestatik..... | 56 |
| 4.1.1 | Visualisierung der Schnittgrößen mithilfe der Stützlinie | 57 |
| 4.1.2 | Versagensmechanismus von Gewölben mit starren Widerlagern | 60 |
| 4.1.3 | Versagensmechanismus von Gewölben mit nachgiebigen Widerlagern..... | 63 |
| 4.2 | Exzentrizitätsdiagramme..... | 66 |
| 4.2.1 | Motivation | 66 |
| 4.2.2 | Methodik | 66 |
| 4.3 | Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme..... | 72 |
| 4.4 | Vergleich mit anderen Methoden | 75 |
| 4.4.1 | Nachrechnung der experimentellen Ergebnisse anhand eines Modellgewölbes | 77 |
| 4.4.2 | Nachrechnung der Kellerdecke eines Gründerzeithauses..... | 77 |
| 4.5 | Zusammenfassung | 79 |
| 5 | Literatur | 80 |

1 Einleitung

In der vorliegenden Arbeit wird die Tragfähigkeitsbewertung bestimmter gründerzeitlicher Mauerwerkskonstruktionen behandelt. Es wurden drei Fragestellungen, die aufgrund ihrer Komplexität in der baupraktischen Anwendung mit unzureichender Genauigkeit behandelt werden, untersucht:

- Bewertung des Schubtragfähigkeitsnachweises nach ÖNORM EN 1996-1 für gründerzeitliches Mauerwerk
- Versuchsgestützte Bemessung des Schub- bzw. Erdbebenwiderstands von gemauerten Wandscheiben
- Bemessung der Traglast von flachen, gemauerten Gewölbekappen

Das Ziel der Arbeit ist die Erarbeitung von Bemessungsansätzen für ausgewählte Konstruktionen, die mit Mitteln, die in der Praxis leicht umsetzbar sind, das reale Tragverhalten möglichst genau wiedergeben.

In dem folgenden Kapitel sind die Motivation, die Zielsetzung und die Methodik ausführlich beschrieben und die wesentlichen Ergebnisse zusammenfassend dargestellt.

1.1 Motivation

In Österreich befinden sich mehr als 590.000 Wohnungen (ca. 15 % aller Wohnungen) in Gebäuden, die vor 1918 errichtet wurden [1]. Ein Großteil dieser Bauwerke wurde in der Gründerzeit, also der Bauepoche zwischen 1840 und 1918 [2] mit ausgeprägter Bautätigkeit, der Einführung gewerblicher und bautechnischer Gesetze sowie der Entstehung eines neuen Baustils [3], errichtet. Während der Hochgründerzeit (ab etwa 1880 bis zum Ende der Donaumonarchie 1918) wurde der Mauerwerksbau perfektioniert und es entstanden nicht nur zahlreiche Prunkbauten der Wiener Ringstraße, sondern auch

Wohngebäude, die bis heute das Stadtbild prägen. Die Baukonstruktionen wurden ungeachtet der damals bereits vorhandenen Erkenntnisse der Baustatik nach handwerklich tradierten Vorgaben dimensioniert. Gewisse Ausführungsregeln, welche sich jedoch im Allgemeinen auf die Belange des Brandschutzes konzentrierten, waren in der Wiener Bauordnung ab 1859 festgelegt [4].

Die typische Konstruktionsweise eines Wohnbaus bestand in der Regel aus gemauerten Wänden und Geschoßdecken in Holzbauweise (vgl. Abb. 1.1 und Abb. 1.2). Die Außenmauern und die Mittelmauer wurden mit Dicken von bis zu 90 cm und die Zwischenwände 15 oder 30 cm stark ausgebildet. Das Mauerwerk wurde aus im Verband verlegten industriell hergestellten Vollziegeln des Wiener Formats (29 x 14 x 6,5 cm) und Kalkmörtel hergestellt [5]. Die Geschoßdecken wurden hauptsächlich als Tram- bzw. Dippelbaumdecken ausgeführt. Als oberste Geschoßdecke wurden, aus Gründen des Brandschutzes, Dippelbaumdecken eingesetzt, welche den ältesten und materialaufwändigsten Holzdeckentyp darstellen [5].

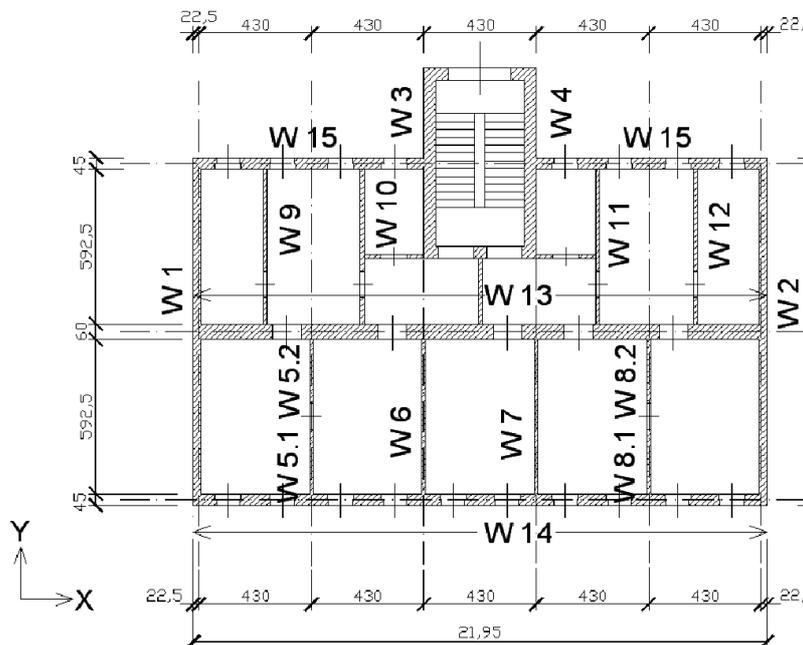


Abb. 1.1: Grundriss des Mustergebäudes der Wiener Gründerzeit [Hrsg. Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld; übernommen aus [6]]

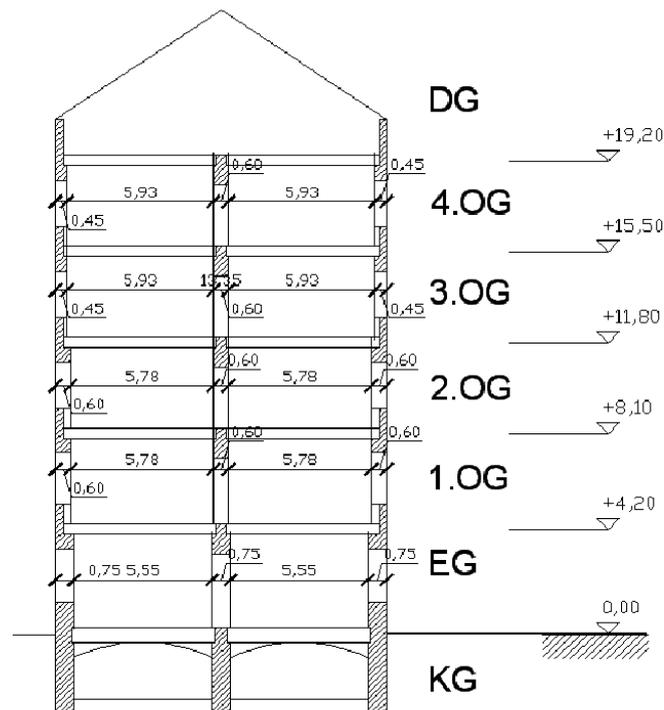


Abb. 1.2: Querschnitt des Mustergebäudes der Wiener Gründerzeit [Hrsg. Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld; übernommen aus [6]]

Als Kellerdecke wurden in der Regel Gewölbedecken aus Mauerwerk eingesetzt. Die Entwicklung der Eisenindustrie führte zur weiten Verbreitung der Platzdecken, also flache Ziegelgewölbe (Preußische Kappen), die auf Walzeisträgern (Traversen) gelagert sind. Zur Aufnahme des Gewölbeschubs wurden Eisenschließen angeordnet. Konstruktionsskizzen für Platzdecken sind in Abb. 1.3 abgebildet.

In jedem Bauwerk müssen sowohl horizontal als auch vertikal aussteifende Bauteile vorhanden sein um horizontale Erdbeben- und Windlasten aufnehmen zu können. Horizontal aussteifende Bauteile (z.B. Decken) haben die Aufgabe, Horizontallasten an die vertikal aussteifenden Bauteile (z.B. Wände) weiterzuleiten und ermöglichen das Zusammenwirken dieser Bauteile. Aufgrund der typischen Grundrissform ist die horizontale Gebäudeaussteifung in Querrichtung der gründerzeitlichen Wohnbauten ein besonders wichtiges Thema, bei dem Zwischenwände einen nicht unbedeutenden Beitrag leisten.

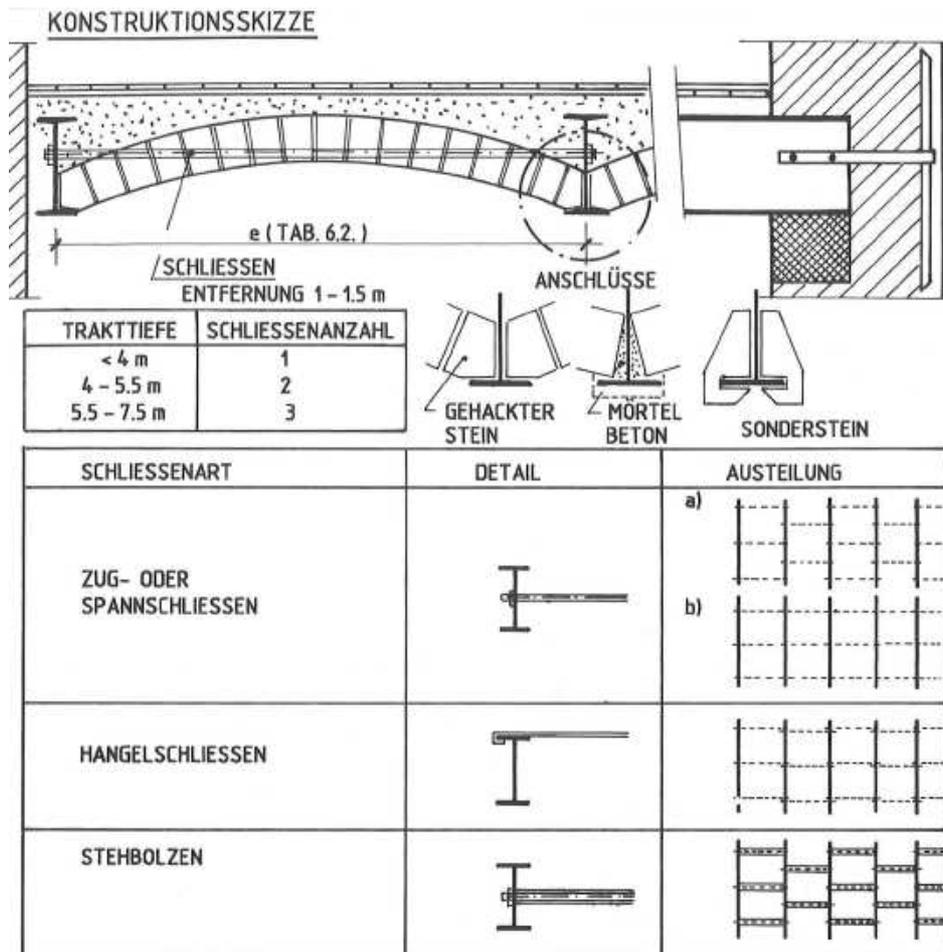


Abb. 1.3: Konstruktionsskizze der Platzdecken [übernommen aus [4]]

Das gebaute Erbe zentraleuropäischer Städte wie Wien unterliegt einem ständigen Wandel, der strukturelle Adaptierungen mit sich bringt. Maßgebliche Änderungen der Bausubstanz wie Dachgeschoßausbauten und -aufstockungen bzw. Nutzungsänderungen machen seit der Einführung der Bautechniknovelle 2015 eine Neubewertung der betroffenen Bestandsgebäude nach aktuellem Stand der Technik erforderlich. Somit sind seit 01.06.2009 (Ende der Übergangsperiode für konstruktive Normen) die Normen der Serie ÖNORM EN 1990 ff anzuwenden [7].

Für die statische Bewertung bzw. Nachbemessung von Bestandsgebäuden sind die folgenden aufeinander aufbauenden Regelwerke zu beachten:

- OIB-Richtlinie 1: „Mechanische Festigkeit und Standsicherheit“, Ausgabe: März 2015
- Erläuternde Bemerkungen zu OIB-RL 1 „Mechanische Festigkeit und Standsicherheit“, Ausgabe: März 2015

- OIB Leitfaden zur OIB-RL 1: „*Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken*“, Ausgabe: März 2015
- ONR 24009 [1] „*Bewertung von bestehenden Hochbauten*“, Ausgabe Mai 2013 (wird als ÖNORM B 4008-1 revidiert)
- ONR 21996 [8] „*Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3*“, Ausgabe: März 2011
- ÖNORM B 1998-3, „*Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Erächtigung von Gebäuden – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen*“, Ausgabe: Mai 2013

Die vom *Österreichischen Institut für Bautechnik* (OIB) herausgegebenen OIB-Richtlinien dienen der Harmonisierung der bautechnischen Vorschriften in Österreich und folgen dem Konzept leistungsorientierter bautechnischer Vorschriften. Sie wurden in allen Landesbauordnungen Österreichs für verbindlich erklärt. Jedoch wird dem Bauwerber die Möglichkeit eingeräumt von den Bestimmungen der OIB-Richtlinien abzuweichen, sofern er ein gleichwertiges Schutzniveau wie bei Einhaltung der OIB-Richtlinien nachweist. OIB-Richtlinie 1 ist für die konstruktive Bearbeitung von Bedeutung, da sie auf die Verwendung der Eurocodes verweist. Der Leitfaden zu OIB Richtlinie 1 verweist für die Bewertung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten auf die Regelungen der ONR 24009 [1]. Mit der Zielsetzung bestehende Gebäude sinnvoll weiter zu nutzen bzw. zu erweitern, regelt die ON-Regel die möglichst realistische Bewertung um mögliche Beeinträchtigungen der Bauwerks- bzw. Bauteilzuverlässigkeit zu erkennen. Darüber hinaus soll durch eine wirklichkeitsnahe Beurteilung der Bausubstanz ein unnötiger Mitteleinsatz in der Sanierung vermieden werden. Dabei geht es um einen nachhaltigen und verantwortungsvollen Umgang mit den bestehenden Bauwerken, die nicht nur wegen des kulturellen Erbes, sondern auch wegen des wirtschaftlichen Nutzens (Wiederbeschaffungswert mehr als 83.Mrd. € [1]) schützenswert sind.

Zur Bewertung der Tragfähigkeit werden in ONR 24009 [1] verschiedene Möglichkeiten angeboten. Diese sind in Abb. 1.4 dargestellt:

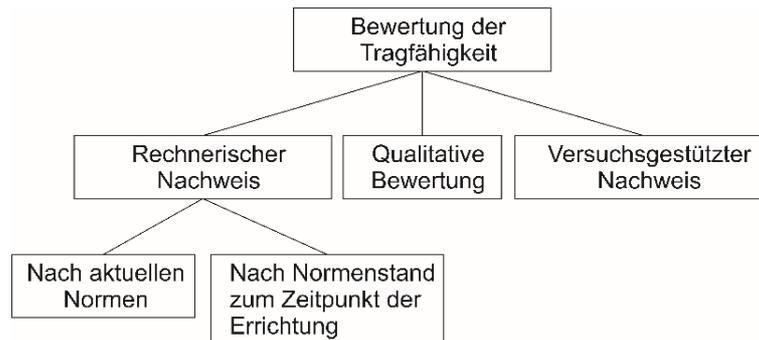


Abb. 1.4: Möglichkeiten der Bewertung der Tragfähigkeit nach ONR 24009 [1], [7]

Neben der Möglichkeit des rechnerischen Nachweises ist auch die experimentelle Bewertung zulässig. Die Grundlagen zur Untersuchung von Bestandsobjekten sind in ONR 21996 [8] Anhang B zu finden. Zurzeit werden in der Praxis die in Tab. 1.1 vorgestellten Verfahren zur Mauerwerksprüfung angewendet [7]. Eine detaillierte Zusammenstellung der Prüfverfahren für Mauerwerk ist in zu [9], [10], [11] zu finden.

| Bezeichnung | Kurzbeschreibung | Kommentar |
|---|---|--|
| Entnahme von RILEM- Prüfkörpern | Prüfkörper, die mindestens 5 Steinscharen hoch sind, werden aus dem Bestand geschnitten und anschließend im Labor untersucht. IdR. wird die Mauerwerksdruckfestigkeit gemessen. | Durch die Entnahme der Probekörper mit Diamantsägen und den anschließenden Transport ins Labor können signifikante Gefügeschäden entstehen, welche die Untersuchungsergebnisse beeinflussen. |
| Komponentenprüfung an entnommenen Stein- und Mörtelproben | Im Bauwerk werden Stein- und Mörtelproben entnommen. Anschließend wird die Druckfestigkeit im Labor untersucht. Bei den Mörtelproben werden validierte Stempelprüfungen durchgeführt. | Das ist die derzeit gängige Methode, da daraus normenkonforme Kennwerte resultieren, die im statischen Nachweis direkt anwendbar sind. |

Tab. 1.1: Prüfverfahren für Bestandsmauerwerk [7]

| Bezeichnung | Kurzbeschreibung | Kommentar |
|-----------------------------------|---|---|
| Bohrkernentnahme | Es werden sowohl reine Steinbohrkerne, als auch Bohrkerne mit Mörtelfuge entnommen. Diese werden im Labor auf Spaltzugfestigkeit untersucht. Durch die validierte Rückrechnung kann auf den charakteristischen Wert der Druckfestigkeit geschlossen werden. | Diese Methode wird vor allem bei der Untersuchung von tiefergelegenen Mauerwerksbereichen (bei großen Wandstärken) eingesetzt. Die Bohrkernentnahme von Mauerwerk geringer Festigkeit ist nur selten möglich. Durch Nassbohrungen kommt es zu einer irreversiblen Zerstörung der Mörtelfugen. |
| Kapselpressen „Flat-Jack-Methode“ | Dabei handelt es sich um ein Verfahren bei dem die Druckfestigkeit in-situ durch in dünne Schlitze eingelegte Kapselpressen („Flat Jacks“) gemessen wird [12]. | Das Verfahren wird wegen des hohen Aufwands und wegen der Störung des Mauerwerksverbands nicht häufig angewendet. |
| Rückprallhammerprüfung | Die Steifigkeit wird in-situ aus Rückprallversuchen (ähnlich der Betonprüfung) ermittelt. Zur Feststellung der Mörtelfestigkeit wird eine modifizierte Schneide am Prüfhammer appliziert und die Eindringtiefe gemessen. Das Verfahren wurde durch umfangreiche Untersuchungen validiert [9]. | Diese Methode wird aufgrund ihrer simplen Anwendung, des geringen Mitteleinsatzes sowie des niedrigen Zerstörungsgrades in der Praxis häufig eingesetzt. Die Ergebnisse liegen „auf der sicheren Seite“ und sind in der Größenordnung von 80 bis 100 % der Komponentenprüfung an entnommenen Stein- und Mörtelproben. |

Tab. 1.1: Fortsetzung: Prüfverfahren für Bestandsmauerwerk [7]

Die in Tab. 1.1 beschriebenen Prüfverfahren dienen der Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit entweder direkt oder indirekt aus der Bestimmung der Komponentenfestigkeiten. Die in-situ Prüfung des Schubwiderstands wird in der Praxis nicht durchgeführt, obwohl die Schubfestigkeit lt. ÖNORM EN

1996-1 [13] über eine ausreichende Anzahl von Prüfungen zu ermitteln ist. Zur Prüfung der Schubtragfähigkeit werden einige Verfahren (z.B. Vereinheitlichtes Prüfverfahren des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt)) angewendet, jedoch gibt es bis heute keine genormte Prüfmethode.

Die wirklichkeitsnahe Beurteilung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk ist ohne versuchsgestützte Methoden nur schwer möglich, da sie von zahlreichen schwer zu beurteilenden Einflussfaktoren abhängt. Gefügeschäden wie bspw. Vorschädigungen aus Erschütterungen (durch Erdbeben bzw. vorbeifahrende LKW oder Straßenbahnen), Bindemittelauswaschungen des Mörtels, feuchteinduzierte Schäden am Ziegel, Salz- und Setzungsschäden, Schwachstellen zufolge thermischer Spannungen und Materialinkonsistenzen aufgrund unterschiedlicher Ziegel- bzw. Mörtelzusammensetzungen sind mit dem Schubtragfähigkeitsmodell nach aktuellem Stand der Technik rechnerisch nicht erfassbar. In Abb. 1.5 ist typisches Bestandsmauerwerk aus Wiener Gründerzeithäusern dargestellt. Dabei sind deutliche Schäden, die in ihrer Gesamtheit messtechnisch nur schwer erfassbar sind, bereits augenscheinlich zu erkennen.



Abb. 1.5: Schadensbilder an gründerzeitlichem Mauerwerk [Aufnahme des Autors]

Die Betrachtung der Schadensbilder historischer Bausubstanz einerseits und die Komplexität der Abtragung horizontaler Kräfte in Scheibenrichtung des 2-Komponentensystems Mauerwerk andererseits, macht die Notwendigkeit eines in-situ Prüfverfahrens zur realitätsnahen Erfassung des Schubwiderstands deutlich. Bereits 1985 wurden von Sheppard und Tomazevic [14] Schubversuche an Bestandsmauerwerk durchgeführt, jedoch fand kein Verfahren Einzug in der baupraktischen Anwendung.

Der im Rahmen dieser Forschungstätigkeit vorgestellte *Zweifeld-Schubversuch* [15] stellt eine Möglichkeit dar um die Schubtragfähigkeit von Bestandmauerwerk in-situ zu messen. Der in Abb. 1.6 gezeigte Versuch wurde im Rahmen des Forschungsprojektes „*Untersuchungen von Bestandmauerwerk und Dippelbaumdecken an einem Wiener Gründerzeithaus*“, welches von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) und dem Unternehmen *Novotny Bauer & Partner Ingenieurkonsulenten für Bauingenieurwesen ZT GmbH* finanziert wurde, unter der Projektleitung des Verfassers entwickelt.

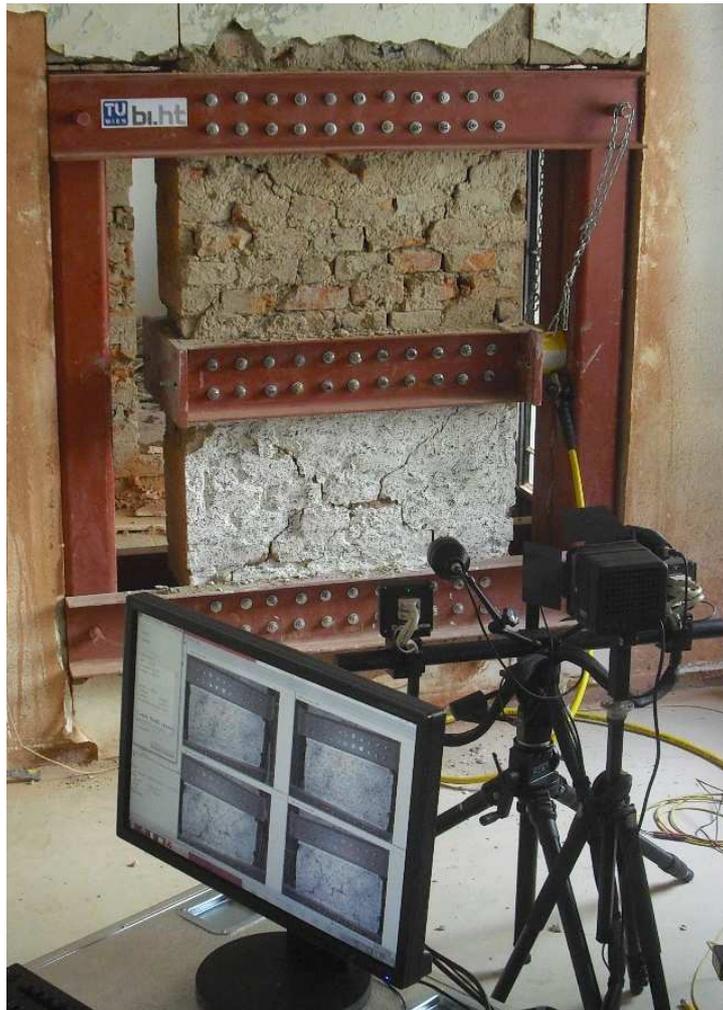


Abb. 1.6: Versuchsaufbau des Zweifeld-Schubversuchs [Aufnahme des Autors]

Bei der in Kapitel 3 vorgestellten Methode werden durch die Applikation eines Schubrahmens an der zu untersuchenden Wandscheibe im Bestandsgebäude verschiedene Materialkennwerte, wie die Schubtragfähigkeit, der Verhaltensbeiwert q , die überdrückte Länge l_c sowie die Kapazitätskurve der Wandscheibe in Abhängigkeit der Rissöffnung ermittelt. Es wird gezeigt, dass die Bemessung nach ÖNORM

EN 1996-1 [13] sowie ÖNORM EN 1998-3 [16] versuchsgestützt, im Sinne der *Hybriden Statik* nach *Steffens* [17], durchführbar ist.

Eine weitere Konstruktion, deren statische Beurteilung in der Praxis häufig unterschätzt wird, ist die Platzdecke, die in nahezu jedem gründerzeitlichen Wohnbau als Kellerdecke eingesetzt ist. In Abb. 1.7 ist die Untersicht einer solchen Decke dargestellt. Dabei sind deutliche Korrosionsschäden an der Eisentraverse, sowie an der Auswechslung über dem Türbereich zu erkennen.



Abb. 1.7: Untersicht einer Platzdecke eines Wiener Gründerzeithauses [Aufnahme des Autors]

Die Sanierung dieser Bereiche ist bereits Gegenstand zahlreicher Untersuchungen und stellt keine besondere Schwierigkeit dar, weshalb sie hier nicht weiter thematisiert wird. Eine deutlich komplexere Aufgabe ist die Beurteilung der gemauerten Kappe. Das Tragverhalten des flachen Tonnengewölbes ist auch unter der Annahme eines linearen Tragverhaltens nichtlinear. Effekte wie das Schwinden des Mörtels, lastbedingte Scheitelsetzungen und Auflagerverschiebungen beeinflussen die Traglast deutlich. Für die Beurteilung dieser Einflüsse ist in der Regel der Vergleich der momentanen Lage mit der Ausgangslage des Gewölbes erforderlich. Die Feststellung der Ausgangskonfiguration ist jedoch nur in Ausnahmefällen möglich. Darüber hinaus ist die Definition der Ausgangslage nicht trivial, da sich das Gewölbe bereits nach dem Ausschalen verformt und somit ein Bruchzustand vorliegt.

Die praxisübliche trivialste Methode zur Ermittlung der Traglast ist die Anwendung von Faustformeln, die die Traglast nicht realistisch widerspiegeln. Weitere Methoden umfassen die Modellierung der Kappe als Dreigelenkbogen mit exzentrischen Gelenken in einem Stabwerksprogramm (vgl. Abb. 1.8).

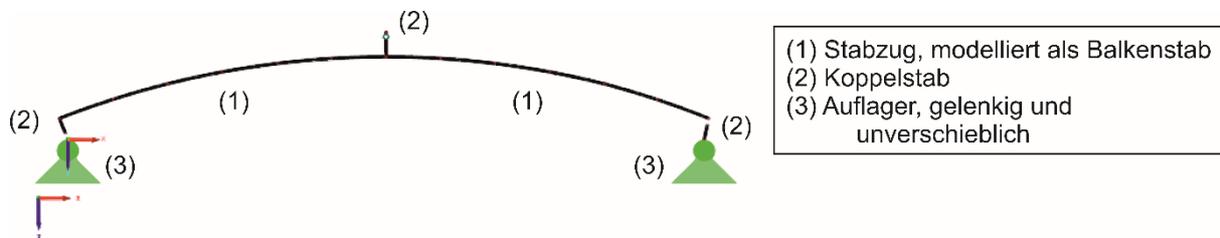


Abb. 1.8: Modellierung als Dreigelenkbogen mit exzentrischen Gelenken

Dabei werden der gebrochene Zustand, das nichtlineare Tragverhalten sowie die Lage der Stützlinie simuliert. Diese Methode ist durchaus praktikabel, jedoch sind bspw. die lastbedingte Verformung sowie die Auflagerverschiebung nicht erfassbar, wodurch es zu einer Unterschätzung der Traglast und somit zu möglicherweise unwirtschaftlichen Sanierungsmaßnahmen kommt.

Die in dieser Arbeit in Kapitel 4 vorgestellten Exzentrizitätsdiagramme [18] ermöglichen die Berücksichtigung ebendieser Einflüsse durch die Anpassung der Gelenksexzentrizität im Dreigelenkbogenmodell. Sie wurden auf Grundlage von Modellversuchen mit unterschiedlichen Geometrien mit und ohne eingepprägten Auflagerverschiebungen ermittelt. Die mit Hilfe der vorgestellten Modellbildung erzielte Rechengenauigkeit entspricht der einer detaillierten FE-Analyse, jedoch ist der Rechenaufwand deutlich geringer, da das Modell in praxisüblicher Stabstatiksoftware umsetzbar ist.

1.2 Zielsetzung

Laststeigerungen aus Dachgeschoßausbauten oder Aufstockungen und die in weiterer Folge notwendige statische Nachbemessung der historischen Bausubstanz nach den aktuellen Eurocodes machen häufig eine nachträgliche Verstärkung bzw. Sanierung des Tragwerks notwendig. Die Art und der Umfang der Sanierungsmaßnahme hängt dabei vom Verhältnis der tatsächlich vorhandenen zur erforderlichen Kapazität des Tragwerks ab. Folglich ist die realistische Berechnung des Tragwiderstands der Konstruktion die Grundvoraussetzung für eine verhältnismäßige und damit wirtschaftliche Sanierung.

Das erste Teilziel dieser Arbeit ist demnach die Identifikation der wesentlichen Problempunkte bei der Bemessung gründerzeitlicher Bausubstanz. Details, wie der Wand-Deckenknoten, das Aussteifungsvermögen der Holztramdecken, Dachtragwerke, das dynamische Verhalten, Trockenlegungsmaßnahmen usw. sind in der Literatur bereits ausführlich diskutiert. Die detaillierte Auseinandersetzung mit dem Schubtragfähigkeitsnachweis von Mauerwerksscheiben und das Fehlen geeigneter experimenteller Methoden macht die Notwendigkeit eines in-situ Versuchs für Bestandsmauerwerk deutlich.

Folglich wurde als weiteres Ziel dieser Arbeit die Entwicklung eines Versuchsaufbaus definiert, mit dessen Hilfe es möglich sein soll die Schubtragfähigkeitseigenschaften von Bestandsmauerwerk zu bestimmen. Durch die experimentelle Ermittlung der Traglast, des Verhaltensbeiwerts q sowie der Kapazitätskurve unter zyklischer, quasistatischer Beanspruchung kann das reale Tragverhalten der Wandscheibe im rechnerischen Mauerwerks- und Erdbebennachweis erfasst werden. Weiters soll eine Auseinandersetzung mit der Größe der Rissöffnung folgen. Dabei soll untersucht werden, wie Kenngrößen wie der Verhaltensbeiwert q bzw. die Kapazitätskurven von der Rissöffnung beeinflusst werden und welche Rissöffnung sich beim Erreichen der elastischen sowie der plastischen Traglast einstellt.

Ziel der Anwendung des Zweifeld-Schubversuchs ist die Ermittlung von Kenngrößen, die direkt im Schubtragfähigkeits- bzw. Erdbebennachweis wie folgt berücksichtigt werden:

- Nachweis auf Grundlage einer definierten Versuchsziellast
- Nachweis auf Grundlage einer definierten Versuchszielverschiebung
- Nachweis auf Grundlage eines experimentell ermittelten Verhaltensbeiwerts
- Nachweis auf Grundlage einer experimentell ermittelten Kapazitätskurve

Ein weiteres konstruktives Detail, dessen rechnerische Bewertung mit den in der Literatur zu findenden Methoden nicht immer realistische Ergebnisse liefert sind die Platzdecken. Dabei handelt es sich um flache gemauerte Tonnengewölbe, welche auf Eisentraversen gelagert sind.

Die realistische Beurteilung der Kappe aus Mauerwerk stellt eine komplexe Aufgabe dar, die mit Hilfe der Exzentrizitätsdiagramme gelöst werden soll. Als Ziel wurde die Anpassung der Gelenksexzentrizität des in Abb. 1.8 dargestellten Dreigelenkbogens auf Grundlage von Versuchsergebnissen an Modellgewölben definiert. Dadurch soll die Berücksichtigung unterschiedlicher Bogengeometrien (ausgedrückt als

Spannweite/Stich-Verhältnis), Auflagerverschiebungen, lastbedingter Scheitelabsenkungen sowie unterschiedlicher Plastifizierungsgrade möglich sein. Zur leichteren Anwendbarkeit sollen diese Größen in übersichtlichen Diagrammen – den Exzentrizitätsdiagrammen – eingetragen sein, wobei die Gelenksexzentrizität als Ergebnisgröße leicht abzulesen sein soll. Die Methode soll dabei in Standard-Software umsetzbar sein und realistische Ergebnisse liefern.

Das Ziel dieser Arbeit ist also die Steigerung der Wirklichkeitstreue bei der Bemessung spezieller gründerzeitlicher Mauerwerkskonstruktionen. Das betrifft einerseits die Schubtragfähigkeit von Wandscheiben aus Bestandsmauerwerk und andererseits die Traglast von flachen gemauerten Gewölbekappen. Die Steigerung der Realitätsnähe soll dabei durch die Berücksichtigung von Versuchsergebnissen erfolgen. Der Fokus liegt dabei auf der Praxistauglichkeit bzw. Anwendungsfreundlichkeit bei möglichst hoher Realitätsnähe der Ergebnisse.

1.3 Methodik

Im Vorfeld der Arbeit wurde eine Analyse zur Identifikation des Forschungsbedarfs an gründerzeitlicher Bausubstanz durchgeführt, wobei die baupraktische Nachweisführung im Mittelpunkt der Betrachtungen stand. Wie bereits erwähnt, wurden die Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk und die Traglast von flachen, gemauerten Gewölbekappen detailliert untersucht.

Im ersten Schritt wurde eine Anamnese des Schubtragfähigkeitsnachweises nach aktuellem Stand der Technik durchgeführt. Die Bestandteile des Nachweisformates, also die Anfangsscherfestigkeit, die lastbedingte Reibung und die überdrückte Länge, wurden dabei einzeln untersucht. Dazu wurden eine Literaturstudie sowie Laborversuche an nachgestelltem gründerzeitlichen Mauerwerk durchgeführt. Die für die Versuche erforderlichen Probekörper wurden aus gründerzeitlichen Ziegeln, die einem Wiener Gründerzeithaus entnommen wurden und Kalkmörtel nach der im Forschungsprojekt *SEISMID* [19] durch eine röntgendiffraktometrische Analyse an Mörtelproben identifizierten Rezeptur, gemauert. Es wurde sowohl die Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} nach ÖNORM EN 1052-3 [20] als auch die Schubtragfähigkeit anhand des in [21] vorgestellten Versuchsaufbaus gemessen. Darüber hinaus wurden prismatische Proben des Kalkmörtels nach ÖNORM EN 1015-11 untersucht. In Abb. 1.9 bis Abb. 1.11 sind die Versuchsaufbauten dargestellt.

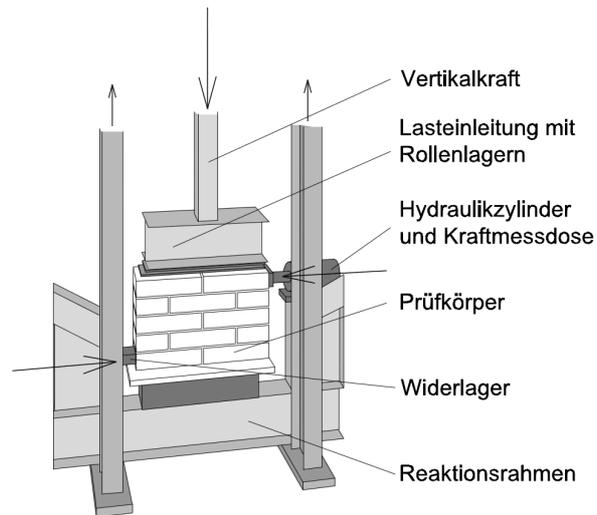


Abb. 1.9: Versuchsaufbau der Schubversuche nach [21]

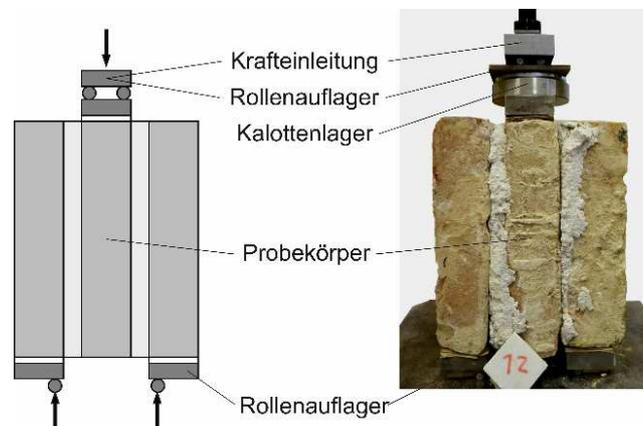


Abb. 1.10: Ermittlung der Anfangsscherfestigkeit nach ÖNORM EN 1052-3 [22]



Abb. 1.11: Untersuchung des Kalkmörtels nach ÖNORM EN 1015-11 [22]

Mit Hilfe der Versuche und entsprechender Literaturwerte wurde überprüft, inwieweit die baupraktisch angewendeten Kennwerte für gründerzeitliches Mauerwerk anwendbar sind. Ein Vergleich der Schubtragfähigkeit nach aktuellem Stand der Technik mit den Ansätzen aus der *Forschungsinitiative Zukunft*

Bau [23], aus der Dissertation von *Kranzler* [24] sowie des internationalen Forschungsprojektes *ESEC-MaSE* mit eigenen Versuchsergebnissen [15], [22] und den Resultaten von *Zimmermann* [25] wurde ebenfalls durchgeführt.

Aufgrund der teilweise deutlichen Diskrepanzen der unterschiedlichen Ansätze zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit zu den Versuchsergebnissen, scheint eine versuchsgestützte Nachweisführung angebracht. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass lt. ÖNORM EN 1996-1 (EC 6) [13] die charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk f_{vk} aus einer ausreichenden Anzahl an Versuchen zu bestimmen ist. Eine Möglichkeit zur experimentellen Bestimmung von Schubtragfähigkeits-eigenschaften von Mauerwerk im Bestand stellt der Zweifeld-Schubversuch [15] dar. Bei der Entwicklung der Versuchseinrichtung wurde auf eine möglichst realitätsnahe Lasteinleitung und Wandeinspannung geachtet. Die Lasteinleitung erfolgt analog zum vereinheitlichten Prüfverfahren des *Deutschen Instituts für Bautechnik* (DIBt) bzw. der Versuchseinrichtung nach *Monk* [26] über steife Lasteinleitungsbalken. Jedoch wird beim Zweifeld-Schubversuch die Last über einen mit Gewindestangen vorgespannten Balken eingeleitet. Im Vorfeld der Versuchsentwicklung wurden die in Abschnitt 1.2 beschriebenen Ziele definiert. Da diese einen hohen Detaillierungsgrad der Ergebnisse erforderlich machen, wurde als Messsystem das 3D videostereoskopische System *ARAMIS* [27] eingesetzt.

Das Prinzip der versuchsgestützten Bemessung wurde ebenfalls bei der Traglastermittlung der Gewölbekappen der Platzdecken angewendet. Es wurden Versuche an Modellgewölben mit unterschiedlichen Spannweite/Stich-Verhältnissen mit starren Widerlagern und mit eingepprägter Auflagerverschiebung in einem Reaktionsrahmen untersucht (vgl. Abb. 1.12).

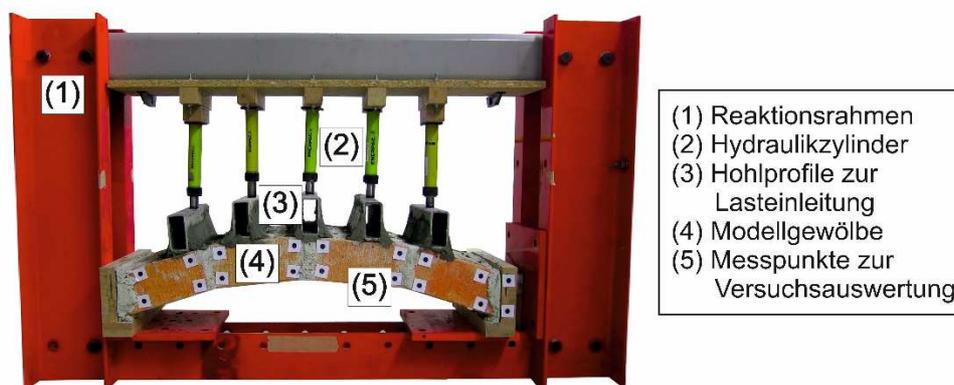


Abb. 1.12: Untersuchung der Modellgewölbe im Reaktionsrahmen

Die Versuche dienten der Anpassung eines Dreigelenkbogenmodells mit exzentrischen Gelenken. Das Modell wurde durch die iterative Änderung der Gelenkskonfiguration kalibriert bis sich die experimentell ermittelte Traglast unter Zugrundelegung unterschiedlicher Plastifizierungsgrade einstellte. Lastbedingte Vorschädigungen sowie eine horizontale Wiederlagerverschiebung wurden ebenfalls in der Rechnung berücksichtigt. Zur besseren Anwendbarkeit wurden die Ergebnisse in Diagrammen, den Exzentrizitätsdiagrammen, zusammengefasst. Abschließend wurde die Praxistauglichkeit und die Qualität der Traglastermittlung anhand der Nachrechnung eines Modellgewölbes mit einer FE-Analyse überprüft.

1.4 Ergebnisse

Die detaillierte Analyse des Schubtragfähigkeitsnachweises ergab, dass das Nachweisformat des EC 6 das reale Tragverhalten von gründerzeitlichem Mauerwerk nur bedingt widerspiegelt. Bei der Betrachtung der Versuchsergebnisse [15], [22], [25], des Endberichts der *Forschungsinitiative Zukunft Bau* [23], der Resultate des Forschungsprojekts *ESECMaSE* sowie der Dissertation von *Kranzler* [24] wird das ebenfalls deutlich.

Es wurden die Bestandteile des Nachweises untersucht und anhand von Versuchsergebnissen bzw. Literaturwerten überprüft. Für die lt. Norm anzusetzende Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} wurde zwar eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt, jedoch wird darauf hingewiesen, dass der Ansatz der Anfangsscherfestigkeit bei zyklischer Beanspruchung kritisch zu bewerten ist. Der reduzierte Reibungsbeiwert $\bar{\mu} = 0,4$ beim Anteil der auflastbedingten Reibung ist ebenfalls gut für gründerzeitliches Mauerwerk geeignet. Anders verhält es sich jedoch bei der überdrückten Länge l_c . Die Auswertung der Zweifeld-Schubversuche [15] hat aufgezeigt, dass die lt. Norm anzusetzenden Werte, die Realität überschätzen. Aus diesem Grund wurde von *Kranzler* [24] ein Ansatz entwickelt, der die Berücksichtigung unterschiedlicher Spannungsverläufe in der Lagerfuge ermöglicht, wodurch bessere Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen erzielt werden können.

In der praxisüblichen Nachweisführung werden wichtige Einflussfaktoren nur bedingt berücksichtigt. Diese sind die Oberflächenrauigkeit der Ziegel, nichtlineare Materialeffekte, das Nachbruchverhalten von Mauerwerk, Vorschädigungen usw.. Außerdem werden für die Ermittlung der überdrückten Länge

l_c die Kraft- und die Spannungsebene vermischt, was aus mechanischer Sicht nicht korrekt ist. Aus diesem Grund werden im alternativen Ansatz der *Forschungsinitiative Zukunft Bau* unterschiedliche Korrekturfaktoren im Beiwert k_v zusammengefasst, wodurch das reale Tragverhalten besser wiederspiegelt wird. Im Falle gründerzeitlichen Mauerwerks bedarf es jedoch einer weiteren Anpassung des Beiwerts um eine Überschätzung des Tragverhaltens zu verhindern.

Die eben beschriebenen Ausführungen und die Betrachtung der Schadensbilder von gründerzeitlichem Mauerwerk machen die Notwendigkeit eines in-situ Prüfverfahrens für Bestandsmauerwerk deutlich. Der Zweifeld-Schubversuch stellt ein solches Verfahren dar. Es wurde gezeigt, dass er eine praxistaugliche Möglichkeit zur Ermittlung zahlreicher Schubtragfähigkeitseigenschaften an möglichst ungestörten Mauerwerksproben bietet. Durch die Installation der Versuchseinrichtung direkt an der zu untersuchenden Wandscheibe werden die im Objekt vorhandenen Randbedingungen wie Mauerwerksfestigkeit, Vorschädigungen und Auflast weitgehend erhalten. Der Zweifeld-Schubversuch ermöglicht die direkte Bestimmung der horizontalen Traglast (elastisch bzw. plastisch), des Verhaltensbeiwerts q sowie der Kapazitätskurve. Somit kann sowohl der Schubtragfähigkeitsnachweis nach EC 6 als auch der Erdbebenachweis nach EC 8 versuchsgestützt geführt werden. Die Erdbebenbemessung kann somit nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren, als auch nach der Push-Over- bzw. Kapazitätsspektrummethode auf Grundlage von Versuchsergebnissen geführt werden. Der Erdbebenwiderstand der Wandscheiben aus Bestandsmauerwerk wird dabei realistisch wiedergegeben.

Durch die Anwendung des videostereoskopischen Messsystems *ARAMIS* [27] und des daraus erzielten hohen Detaillierungsgrads der Versuchsergebnisse, ist eine Auseinandersetzung mit dem Rissverhalten möglich. Es ist möglich die ermittelten Kenngrößen wie z.B. den Verhaltensbeiwert in Abhängigkeit der Rissöffnung anzugeben. Darüber hinaus wurde anhand der durchgeführten Tastversuche eine Korrelation zwischen der Rissöffnung des Erstrisses und den Kapazitätskurven der untersuchten Wandscheibe festgestellt.

Die praxistaugliche und wirklichkeitstreue Bestimmung der Traglast von flachen Gewölbekappen, die einen wesentlichen Bestandteil der Platzdecken bilden, war ebenfalls ein Ziel dieser Arbeit. Zu diesem Zwecke wurden die Exzentrizitätsdiagramme auf Grundlage von Laborversuchen an Modellgewölbekappen

entwickelt. Die zwei in Abschnitt 4.4 gezeigten Beispiele verdeutlichen die Qualität der Methode. Anhand des ersten Beispiels wird die Güte der Traglastermittlung gezeigt. Dazu wurde eines der im Labor untersuchten Modellgewölbe mithilfe der FE-Analyse auf der Mesoebene mit diskreten Mauerwerkeigenschaften und Kontaktflächen im Programm ANSYS Workbench 17.2 modelliert. Die Resultate dieser Analyse korrelieren gut mit der im Versuch ermittelten Traglast und mit dem Ergebnis, das mithilfe der Exzentrizitätsdiagramme mit Stabstatiksoftware ermittelt wurde.

Im zweiten Beispiel wird anhand einer Bestandsdecke eines gründerzeitlichen Wohngebäudes die Praxistauglichkeit gezeigt. Die Modellbildung als Dreigelenkbogen mit exzentrischen Gelenken ist leicht in Stabstatiksoftware umsetzbar und der Rechenaufwand ist gering. Die Traglast kann also mit praxisüblichen Programmen mit hoher Zeiteffizienz und hoher Realitätsnähe ermittelt werden.

1.5 Gliederung der Arbeit

Die vorliegende Arbeit ist in vier Kapiteln aufgebaut. Nach einer allgemeinen Einführung in die Thematik entspricht die Gliederung thematisch den publizierten Beiträgen. Diese werden in ausführlicherer Form mit einer vorangestellten Beschreibung der wesentlichen Grundlagen angeführt.

Es folgt eine Auflistung der Kapitelbezeichnungen mit den daraus hervorgegangenen Publikationen:

1. Einleitung
2. Nachweis der Schubtragfähigkeit von gründerzeitlichem Mauerwerk nach EC 6 – State of the Art:
 - Dunjic, V.; Kolbitsch, A.: Nachweis der Schubtragfähigkeit von gründerzeitlichem Mauerwerk nach EC 6 – State of the Art. Mauerwerk – European Journal of Masonry Heft 3, 2017
3. Der Zweifeld-Schubversuch – Eine praxistaugliche Methode zur versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk
 - Dunjic, V.; Rudisch, A.; Kolbitsch, A.: Der Zweifeld-Schubversuch – Eine praxistaugliche Methode zur versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk. Mauerwerk – European Journal of Masonry Heft 5, 2016
 - Rudisch, A.; Dunjic, V.; Kolbitsch, A.: In-situ Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk. Tagungsband der 27. Hanseatischen Sanierungstage Forum Altbausanierung 11 – Trocken, warm und dicht!, 2016
 - Dunjic, V., Rudisch, A., Kolbitsch, A.: Zweifeldversuch – Ein In-situ-Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeitseigenschaften von Bestandsmauerwerk.

Endbericht des Forschungsvorhabens F14/06, Technische Universität Wien, Institut für Hochbau und Technologie, 2016

- V. Dunjic, A. Rudisch, G. Kidery, M. Höflinger, S. Hackl, N. Siencnik, A. Kolbitsch,: Endbericht - Untersuchungen von Bestandsmauerwerk und Dippelbaumdecken an einem Wiener Gründerzeithaus. Bericht für die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft FFG, 2014
4. Bestimmung der Traglast von historischen, gemauerten Gewölben des Hochbaus unter Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme
- Dunjic, V.; Rudisch, A.; Wittner, V.; Malcher, B.; Kolbitsch, A.: Bestimmung der Traglast von historischen, gemauerten Gewölben des Hochbaus unter Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme. Mauerwerk – European Journal of Masonry Heft 2, 2017

Alle oben angeführten Beiträge wurden von mir verfasst und basieren auf meiner Idee, Methodik und Ergebnisinterpretation. Die Mitautorenschaft ist in fachlichen Diskussionen und Hilfestellungen sowie in der Unterstützung bei den Versuchen, welche im Zuge von Diplomarbeiten unter meiner und der Betreuung von Prof. Kolbisch durchgeführt wurden, begründet.

2 Nachweis der Schubtragfähigkeit von gründerzeitlichem Mauerwerk nach EC 6 – State of the Art

Die folgenden Ausführungen wurden bereits in *Mauerwerk – European Journal of Masonry* Heft 3 2017 unter dem Titel „*Nachweis der Schubtragfähigkeit von gründerzeitlichem Mauerwerk nach EC 6 – State of the Art*“ veröffentlicht. Das folgende Kapitel enthält eine kurze Beschreibung der Spezifika gründerzeitlichen Mauerwerks und anschließend die bereits publizierten Inhalte in ausführlicherer Form.

2.1 Gründerzeitliches Mauerwerk

Im folgenden Kapitel wird auf die für die Bemessung gründerzeitlicher Bausubstanz wesentlichen Grundlagen eingegangen. Für weitergehende Recherchen wird auf die folgenden Werke verwiesen: [4], [7], [28] – [34].

Im Zuge des Forschungsprojekts SEISMID wurden experimentelle Untersuchungen an Mauerwerkskomponenten von Wiener Gründerzeithäusern durchgeführt [19], [35]. Bei der detaillierten Betrachtung der Versuchsergebnisse ist eine starke Streuung sowohl bei den Festigkeits- als auch den Steifigkeitswerten erkennbar. Bei gründerzeitlichen Ziegeln sind diese Streuungen auf die Inhomogenität im Material, durch Luftporen oder andere Einschlüsse, unterschiedliche Lehmarten sowie auf unterschiedliche Bedingungen beim Brennen zurückzuführen. Auch innerhalb eines Gebäudes können die Materialeigenschaften variieren, da nicht immer alle Ziegel eines Bauwerks in der gleichen Fabrik hergestellt wurden. Im Wiener Raum sind Steine der Ziegeleien Alois Miesbach bzw. Heinrich Drasche weit verbreitet.

Auch in den Ziegeldimensionen sind kleine Unterschiede feststellbar. Das gängigste Ziegelformat in der Gründerzeit war das „Wiener Format“ mit den Abmessungen 29,2/14,2/9,6 cm (L/B/H) [4].

Materialkennwerte für Mauerziegel aus der Wiener Gründerzeit sind in Tab. 2.1 angegeben:

| Quelle | f_b [N/mm ²] | f_{bt} [N/mm ²] | E-Modul [N/mm ²] | Rohdichte [g/cm ³] |
|-----------------------|-------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|
| Kolbitsch [4] | 15,0 – 30,0 | - | - | - |
| Kirchmayer et al. [7] | 14,0 – 25,0 | 2,0 | - | - |
| Zimmermann [36] | 19,28 | - | 13.489 | 1.467 |
| Pech [37] | 22,5 | - | - | - |
| Furtmüller [19] | 29,5 | 2,1 | 12.055 | 1.510 |

Tab. 2.1: Materialkennwerte gründerzeitlicher Ziegel

In gründerzeitlichem Mauerwerk wurde überwiegend Kalkmörtel verwendet [19], [38], dessen Festigkeitseigenschaften sehr starken Schwankungen unterliegen. Wesentliche Einflussfaktoren sind dabei die Mörtelzusammensetzung und Vorschädigungen sowie Bindemittelauswaschungen. Weitere Einflussfaktoren sind in [29], [35] und [39] detailliert beschrieben.

Die Bestimmung der Mörteldruckfestigkeit aus Bruchstücken ist im Labor nur schwer möglich, zumal sie stark von der Größe der Probekörper abhängt. In [19] wird ein repräsentativer Wert an möglichst großen Proben von gründerzeitlichem Kalkmörtel mit 1 bis 2 N/mm² gemessen. Im Gegensatz zu modernem Mörtel (Kalk-Zement-Mörtel, bzw. Zementmörtel) weist historischer Mörtel (Kalkmörtel) eine wesentlich geringere Druckfestigkeit auf, wohingegen deutlich duktileres Verhalten beobachtet werden kann (vgl. Abb. 2.1) [40].

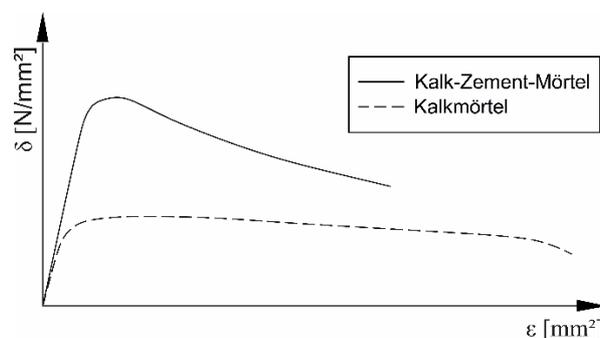


Abb. 2.1: Gegenüberstellung eines Kalk-Zement-Mörtels und eines Kalkmörtels [41]

Aufgrund des fortschreitenden Schwindens von Kalkmörtel in historischem Mauerwerk werden die Stoßfugen als unvermörtelt betrachtet [35]. Für die Bemessung ist er idR. als Normalmörtel der Festigkeitsklasse M1 oder schlechter einzustufen.

Aufgrund der großen Schwankungsbreite der Ziegel- als auch der Mörtelfestigkeiten wird eine in-situ Untersuchung der Komponentenfestigkeiten mittels Rückprallhammerprüfungen gemäß ÖNORM B 1998-3 Anhang B ratsam. In ÖNORM EN 1998-3, Kap. 3.4.3.1 wird empfohlen die durch indirekte Messverfahren ermittelten Werte durch zerstörende Untersuchungen (z.B. Entnahme und Prüfung von Bohrkernen) zu ergänzen.

2.2 Versagensarten von Mauerwerk unter Schubbeanspruchung

Bei Wandscheiben aus Mauerwerk unter biaxialer Beanspruchung aus Horizontalkraft (in Scheibenebene) und Auflast werden vier globale Versagensarten unterschieden (vgl. Abb. 2.2). Die Art des Versagens wird von den Materialeigenschaften des Mauerwerks, der Größe und dem Verhältnis der Auflast zur horizontalen Beanspruchung und der Geometrie der Wandscheibe beeinflusst.

Im Folgenden werden lediglich die wesentlichen Grundlagen der Versagensarten beschrieben. Für weiterführende Recherchen wird auf [28] und [43] verwiesen.

Eine detaillierte Zusammenstellung und Diskussion zahlreicher Schubfestigkeitsmodelle ist in [44] zu finden.

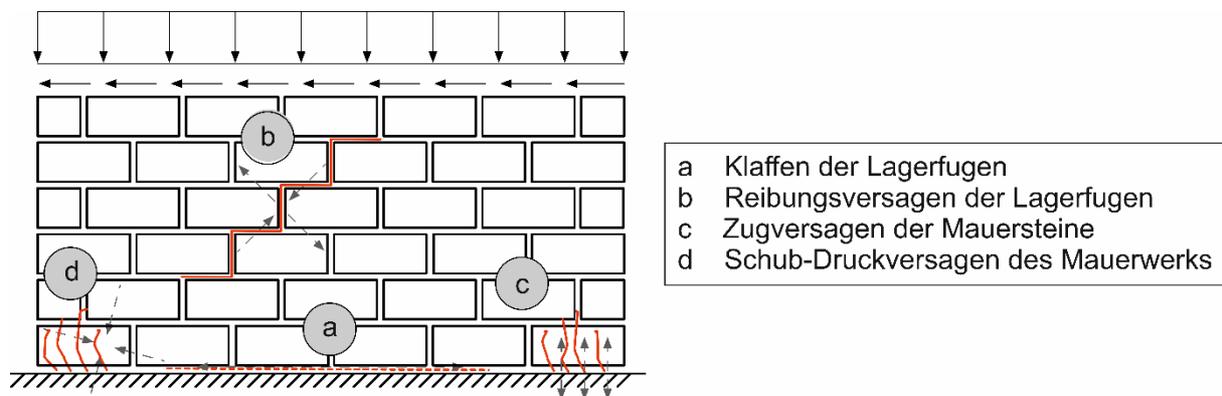


Abb. 2.2: Versagensarten einer schubbeanspruchten Mauerwerksscheibe [42], [28]

2.2.1 Klaffen der Lagerfugen

Dieser Versagensfall tritt bei horizontal beanspruchten Mauerwerksscheiben mit geringer Auflast auf. Dabei ändert die resultierende Normalspannung infolge der Spannungsüberlagerung an der weniger überdrückten Steinhälfte ihr Vorzeichen, sodass sie zur Zugspannung wird. Überschreitet sie die Haftzugfestigkeit des Mörtels, beginnen die Fugen zu klaffen. Rechnerisch wird dieser Versagensfall durch das „Reibungsversagen der Lagerfugen“ abgedeckt, weshalb er hier nicht weiter ausgeführt wird.

2.2.2 Reibungsversagen der Lagerfugen

Die Größe der Normalspannungen reicht aus um ein Klaffen der Lagerfugen unmöglich zu machen. Das Versagen wird dadurch ausgelöst, dass die Schubfestigkeit in der überdrückten Lagerfuge überschritten wird. Das Versagensbild zeigt treppenförmige, wanddiagonale Risse entlang der Stoß- und Lagerfugen. Die Schubfestigkeit wird durch das Mohr/Coulomb'sche Reibungsgesetz beschrieben. Das tribologische Kriterium umfasst die Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) f_{vk0} und die auflastabhängige Reibung $\mu \cdot \sigma_{min}$:

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{min} \quad (1)$$

Dabei sind

μ ... Reibungsbeiwert

σ_{min} ... minimale Druckspannung in der Lagerfuge

Da die Reibung von der Auflast abhängt, wird für die Schubfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit die minimale Druckspannung in der Lagerfuge angesetzt.

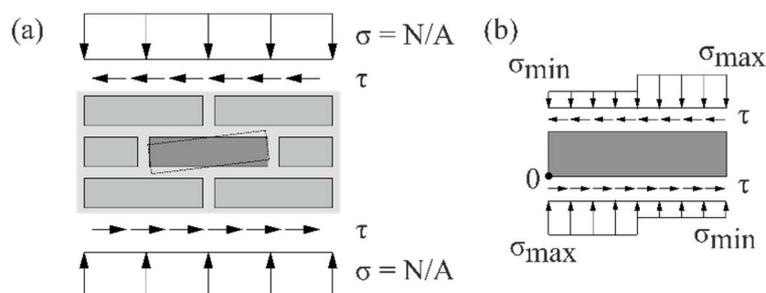


Abb. 2.3: Spannungsverteilung am Einzelstein [43]

Eine in Scheibenrichtung wirkende Horizontallast führt in einer Mauerwerkswandscheibe zu einer Schubbeanspruchung der einzelnen Mauersteine in den Lagerfugen. In Abb. 2.3 ist zu erkennen, dass

diese Schubbeanspruchung einen treppenförmigen Verlauf der Normalspannungen zur Folge haben muss um im Gleichgewicht zu stehen, was eine Verkantung der einzelnen Mauersteine bewirkt. Die Aufstellung des Momentengleichgewichts um den Punkt 0 in Abb. 2.3 (b) ergibt die folgende Beziehung

$$\Delta\sigma = \sigma + 2\tau \frac{\Delta y}{\Delta x} \quad (2)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (2) in Gleichung (1) und Ersetzen von τ durch f_{vk} lässt sich die Schubfestigkeit f_{vk} in Abhängigkeit der vorhandenen Auflast darstellen:

$$f_{vk} = \frac{f_{vk0} + \mu\sigma_{min}}{1 + 2\mu \frac{\Delta y}{\Delta x}} \quad (3)$$

Mann/Müller [45] betrachteten den Nennerausdruck als abmindernden Faktor bei dem man durch Einsetzen für $\Delta y/\Delta x = 0,5$ und $\mu = 0,65$ die folgende Beziehung erhält:

$$f_{vk} = 0,606f_{vk0} + 0,4\sigma \quad (4)$$

Der Faktor $0,606f_{vk0}$ wird als reduzierte charakteristische Haftscherfestigkeit bezeichnet. Der abgeminderte Reibungsbeiwert $\bar{\mu}$ ist in Gleichung (4) vereinfachend für alle Mörtel mit 0,4 angenommen.

2.2.3 Zugversagen der Mauersteine

Bei einer im Verhältnis zur horizontalen Einwirkung großen Auflast wird der Reibungswiderstand in der Fuge so groß, dass ein dortiges Versagen unmöglich ist und stattdessen der Stein infolge der schiefen Hauptzugspannungen reißt, wodurch auch das charakteristische Bruchbild geprägt ist.

In Abb. 2.3 ist ersichtlich, dass der Stein die Querkräfte von den beiden benachbarten Steinschichten aufnehmen muss (Annahme: unvermörtelte Stoßfugen). Wenn die Mauerwerksscheibe als homogen betrachtet wird, ergibt sich für die Hauptzugspannungen σ_1 nach den Regeln der Festigkeitslehre die folgende Beziehung:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (5)$$

Dadurch, dass über die Stoßfugen keine Spannungen übertragen werden können sowie durch den treppenförmigen Verlauf der Druckspannungen, werden die Schubspannungen um den Faktor 2,3 erhöht. Somit ergibt sich für die Hauptzugspannung σ_1 am Einzelstein die folgende Beziehung:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + (2,3 \cdot \tau)^2} \quad (6)$$

Setzt man nun $\tau = f_{vk}$ ergibt sich nach Umstellen der Gleichung (6) die Schubfestigkeit von Mauerwerk in Abhängigkeit der Steinzugfestigkeit f_{bt} :

$$f_{vk} = 0,45 f_{bt} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{bt}}} \quad (7)$$

2.2.4 Schub-Druckversagen des Mauerwerks

Die Mauerwerksscheibe versagt bei einer im Verhältnis zur horizontalen Einwirkung sehr hohen Auflast, infolge schiefer Hauptdruckspannungen. Bei dem von Mann/Müller eingeführten treppenförmigen Verlauf der Normalspannungen erreicht die Spannung $\sigma + \Delta\sigma$ an der stärker überdrückten Steinhälfte die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k .

$$f_k = \sigma + \Delta\sigma = \sigma + 2\tau \frac{\Delta y}{\Delta x} \quad (8)$$

Nach Umstellen der Gleichung ergibt sich für die Schubspannung die folgende Beziehung:

$$\tau = (f_k - \sigma) \frac{\Delta x}{2\Delta y} \quad (9)$$

Unter der Annahme, dass $\Delta x/2\Delta y = 1$ ergibt sich für die aufnehmbare Schubspannung

$$f_{vk} = \tau = (f_k - \sigma) \quad (10)$$

Dieser Versagensfall ist jedoch in der Regel nicht maßgebend, da der Bauteil davor durch Knicken oder Biegedruck versagt.

2.3 Schubtragfähigkeitsnachweis nach EC 6

Lt. ÖNORM EN 1996-1 (EC 6) [13] ist die charakteristische Schubfestigkeit f_{vd} von Mauerwerk auf Grundlage von Versuchen zu bestimmen. Das ist insbesondere bei historischem Mauerwerk notwendig, da Faktoren, die die Festigkeit maßgeblich beeinflussen, wie bspw. Vorschädigung, Mörtelzusammensetzung, -schwindmaß usw., rechnerisch nicht erfassbar sind [46], [47]. Ein praxistaugliches Prüfverfahren zu Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk stellt der Zweifeld-Schubversuch

[15] dar. Die Anwendung versuchsgestützter Methoden ist jedoch aufgrund des hohen Aufwands nicht immer möglich, weshalb im EC 6 eine Methode zur rechnerischen Ermittlung der charakteristischen Schubfestigkeit f_{vd} angegeben wird.

Für gründerzeitliches Mauerwerk, also Mauerwerk mit Normalmörtel (Festigkeitsklasse M1) und unvermörtelten Stoßfugen, wird die charakteristische Schubfestigkeit f_{vd} nach EC 6 3.6.2 (4) wie folgt berechnet:

$$f_{vk} = 0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad (11)$$

Dabei sind:

f_{vk0} ... charakteristische Haftscherfestigkeit ohne Auflast (Anfangsscherfestigkeit)

σ_d ... Bemessungsdruckspannung aus Auflast rechtwinklig zur Schubkraft in der betrachteten Ebene

Gleichung (11) entspricht dem mechanischen Modell der Mohr/Coulomb'schen Spannungsgeraden und beschreibt somit die Versagensart „Reibungsversagen der Lagerfugen“ mit den Bestandteilen „Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} “ und „auflastbedingte Reibung $\mu \cdot \sigma_{min}$ “.

Durch die Festlegung des oberen Grenzwerts der Schubfestigkeit als 0,045-faches der normierten Druckfestigkeit der Mauersteine in Lastrichtung wird die Versagensart „Zugversagen der Mauersteine“ abgedeckt.

Durch Multiplikation der Bemessungsschubspannung mit dem Produkt aus der überdrückten Länge l_c und der Wanddicke t wird nach EC 6 6.2 (2) der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit V_{Rd} berechnet.

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (12)$$

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot f_{vk} \cdot t \cdot l_c = \frac{1}{\gamma_M} \cdot (0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_d) \cdot t \cdot l_c \quad (13)$$

$$V_{Rd} \leq \frac{1}{\gamma_M} \cdot 0,045f_b \cdot t \cdot l_c \quad (14)$$

Unter Einhaltung gewisser Anwendungsgrenzen ist in ÖNORM EN 1996-3 4.4.2 (1) [48] eine gekürzte und zusammengefasste Gleichung zur Bestimmung des Bemessungswerts der Schubtragfähigkeit für Rechteckquerschnitte angegeben. Da sich diese aus den zuvor angeführten Ausführungen ergibt, wird sie hier nicht wiederholt.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Bestandteile des Nachweises einzeln erklärt, die wesentlich zum Verständnis der Diskussion in Abschnitt 2.4 beitragen. Diese sind die Anfangsscherfestigkeit ($0,5f_{vk0}$), die auflastbedingte Reibung ($0,4\sigma_d$), sowie die überdrückte Länge (l_c).

2.3.1 Anfangsscherfestigkeit

Die auflastunabhängige Kohäsionskraft des Mörtels in sich oder die Adhäsionskraft zwischen Ziegel und Mörtel bei Scherbeanspruchung wird als Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} bezeichnet. Sie ist von zahlreichen Faktoren wie der Mauerstein-Mörtel Kombination, der Zusammensetzung und den Eigenschaften des Mörtels, der Oberflächenrauigkeit und Porenstruktur sowie des Feuchtegehalts der Mauersteine sowie der Fugendicke abhängig. Eine detaillierte Zusammenstellung der wesentlichen Einflussfaktoren ist in [49] zu finden.

Die Größe der charakteristischen Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} ist gemäß EC 6 aus Versuchen nach der Prüfnorm ÖNORM EN 1052-3 [20] bzw. ÖNORM EN 1052-4 [50] zu ermitteln. Alternativ darf die Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} aus ÖNORM B 1996-1 [51] Tabelle 3 in Abhängigkeit der Mauerstein- und Mörtelart abgelesen werden. Die dort angegebenen Werte wurden auf der Grundlage von Versuchsergebnissen ermittelt.

Die Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} von gründerzeitlichem Mauerwerk beträgt $0,1 \text{ N/mm}^2$. Unterschreitet die Mörtelfestigkeit den Wert von 1 N/mm^2 darf lt. ÖNORM B 1996-1 Tabelle 3 im Schubtragfähigkeitsnachweis keine Anfangsscherfestigkeit angesetzt werden.

Für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen wird bei der Ermittlung der Schubfestigkeit f_{vd} die Anfangsscherfestigkeit mit dem Faktor 0,5 multipliziert, womit das Verhältnis der Gesamtbreite des Mörtelstreifens zur Wanddicke abgeschätzt wird.

2.3.2 Auflastabhängige Reibung

Im Schubtragfähigkeitsnachweis stellt der Ausdruck $0,4 \cdot \sigma_d$ den auflastabhängigen Reibungsanteil dar. σ_d ist dabei die Bemessungsdruckspannung, welche orthogonal zur Schubkraft in der zu bemessenden Querschnittsebene wirkt. Ihre Größe hat direkt proportionalen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit, weshalb sie im überdrückten Bereich entsprechend niedrig anzusetzen ist.

Der Proportionalitätsfaktor 0,4 stellt für alle Mörtelarten gleichermaßen den abgeminderten Reibungsbeiwert $\bar{\mu}$ in Gleichung (4) dar. Die detaillierte Herleitung dieser Beziehung ist in Abschnitt 2.2.2 zu finden.

2.3.3 Überdrückte Länge

Die Fläche auf der Schubspannungen übertragen werden, also das Produkt aus der überdrückten Länge l_c und der Dicke der schubbeanspruchten Wand t , hat einen wesentlichen Einfluss auf die Größe der Schubtragfähigkeit. Auf Zug beanspruchte Bereiche werden unter der Voraussetzung der Vernachlässigung der Zugfestigkeit von Mauerwerk nicht berücksichtigt.

Die Berechnung der überdrückten Länge l_c erfolgt nach EC 6 6.2 (3) unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung gemäß Abb. 2.4. Durch Bildung des Momentengleichgewichts um den Angriffspunkt der Resultierenden in der untersten Lagerfuge ergibt sich Gleichung (15).

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) \leq l \quad (15)$$

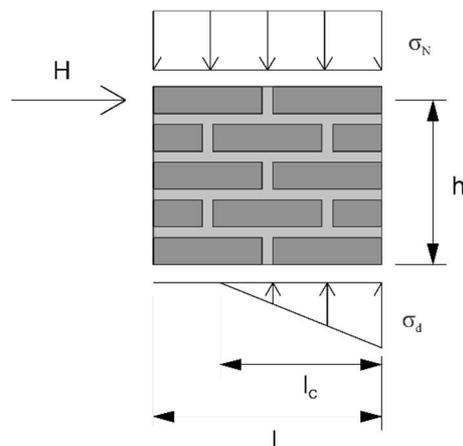


Abb. 2.4: Druckspannungsverteilung in der Lagerfuge [18]

Gleichung (15) gilt wenn sich der Lastangriffspunkt zwischen der ersten und der zweiten Kernweite befindet. Die erste Kernweite ist als jene Fläche definiert an der alle Angriffspunkte einer einwirkenden Normalkraft im betrachteten Querschnitt nur Druckspannungen hervorrufen. Demzufolge rufen Kräfte, die in der zweiten Kernweite angreifen, Zugspannungen hervor, die bei Baustoffen, die keine Zugspan-

nungen aufnehmen können, klaffende Fugen hervorrufen. In Abb. 2.5 sind die Normalspannungsverteilungen einer Scheibe aus Mauerwerk als lineare Idealisierungen in Abhängigkeit der Ausmitte der angreifenden Normalkraft dargestellt:

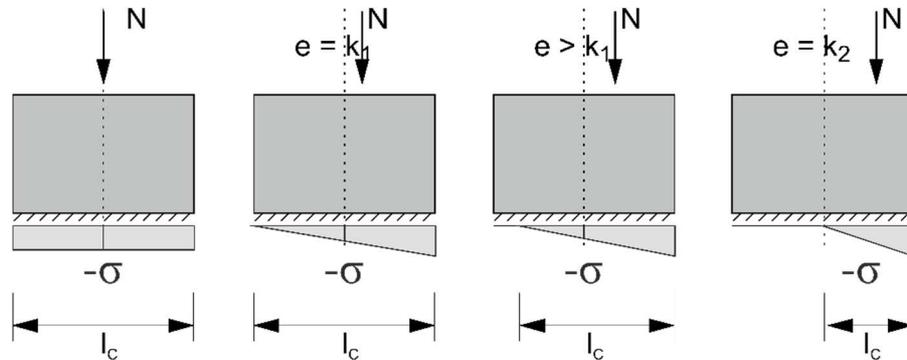


Abb. 2.5: Normalspannungsverteilung in der untersten Lagerfuge in Abhängigkeit der Ausmitte [43]

Bei einem Rechtecksquerschnitt ist der erste Kern durch die Bedingung $k_1 = l/6$ und der zweite Kern durch $k_2 = l/3$ begrenzt.

2.4 Diskussion des Nachweises

Forschungsprojekte wie *ESECMaSE* (Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe) und die *Forschungsinitiative Zukunft Bau* (Teilantrag 5: Mauerwerksbau) [23]

haben aufgezeigt, dass das reale Schubtragverhalten von Mauerwerk mit der praxisüblichen Nachweisführung häufig unterschätzt wird. Die Klärung inwieweit das ebenfalls auf gründerzeitliches Mauerwerk zutrifft ist der Anlass dieser Diskussion.

Ein offensichtlicher Grund dafür, dass das reale Tragverhalten nur unzureichend abgebildet wird ist, dass nichtlineare Materialeffekte sowie das Nachbruchverhalten im Nachweisverfahren nicht erfassbar sind. Darüber hinaus wird das realistische Tragverhalten durch die vereinfachende Annahme einer konstanten Scherspannungsverteilung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur bedingt abgebildet. Ferner ist die praxisübliche Vorgehensweise zur Ermittlung der überdrückten Länge l_c aus mechanischer Sicht nicht korrekt, da Kraft- und Spannungsebene vermischt werden.

Mit der europäischen Grundnorm nicht alle in Abschnitt 2.2 beschriebenen Versagensarten berücksichtigt werden. Es ist lediglich möglich „Reibungsversagen der Lagerfugen“ und „Zugversagen der Mauersteine“ rechnerisch zu erfassen. Gewisse Länder fordern jedoch in ihren nationalen Anwendungsdokumenten (NAD) die Berücksichtigung weiterer Versagensformen.

Bei Betrachtung der Arbeitslinie von schubbeanspruchtem Mauerwerk aus unterschiedlichen Steinkonfigurationen in Abb. 2.6 wird deutlich, dass sie sehr stark durch die Oberflächenrauigkeit der Ziegel beeinflusst wird. Eine entsprechende Berücksichtigung von Ziegelrauigkeiten ist in der praxisüblichen Nachweisführung nicht möglich. In Projekt 5 der *Forschungsinitiative Zukunft Bau* [52] ist eine ausführliche Analyse verschiedener NAD zu EC 6 zu finden.

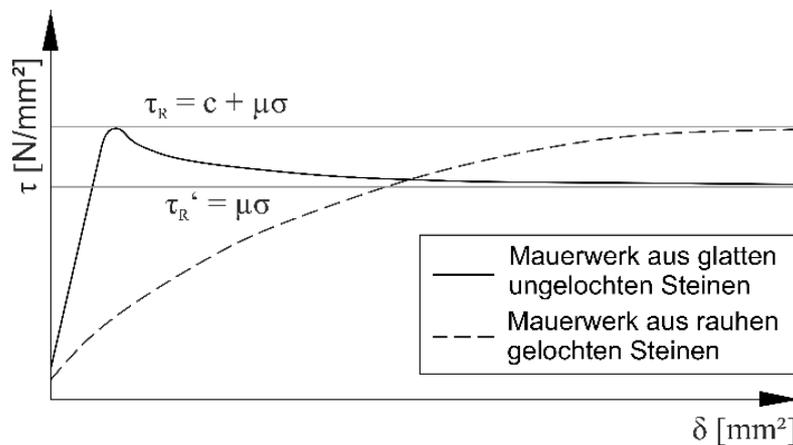


Abb. 2.6: Arbeitslinien von Mauerwerk unter Schubbeanspruchung [53], [54]

In der fach einschlägigen Literatur sind weitere Ansätze zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit von gemauerten Wandscheiben angegeben. Auszugsweise seien hier die Ansätze aus der *Forschungsinitiative Zukunft Bau* [55], *Kranzler* [24] und *ESECMaSE* [37] erwähnt. Die detaillierte Herleitung und Zeichenklärung ergibt sich aus [24], [37], [55] und wird an dieser Stelle nicht wiederholt. Es werden lediglich die zur Erstellung der in Abb. 2.7 gezeigten Interaktionsdiagramme notwendigen Beziehungen zwischen der bezogenen Normalkraft $n = N_{Ed}/(ltf_d)$ und der bezogenen Horizontalkraft $v = V_{Ed}/(ltf_d)$ angegeben:

- Interaktionsbeziehung nach EC 6 für Reibungsversagen

$$v_{Rd} = \frac{\frac{3}{4} \frac{f_{vk0}}{f_d} n + 0,4n^2}{\gamma_M n + \frac{3}{4} \frac{h}{l} \frac{f_{vk0}}{f_d}} \quad (16)$$

- Interaktionsbeziehung nach EC 6 für Steinzugversagen

$$v_{Rd} = \frac{\frac{3}{4} \cdot 0,045n}{\gamma_M n \frac{f_d}{f_b} + 3 \cdot 0,045 \frac{n}{h}} \quad (17)$$

- Interaktionsbeziehung nach Zukunft Bau [55] für Reibungsversagen

$$v_{Rd} = \frac{4 \cdot f_d \cdot k_v \cdot l \cdot n^2 + 15 \cdot f_{vk0} \cdot k_v \cdot l \cdot n}{30 \cdot f_{vk0} \cdot h \cdot k_v + 10 \cdot f_d \cdot l \cdot n \cdot \gamma_M} \quad (18)$$

- Interaktionsbeziehung nach Zukunft Bau [55] für Steinzugversagen

$$v_{Rd} \cdot t \cdot f_d \cdot \gamma_M = 3 \cdot k_v \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{v}{n} h \right) \cdot 0,45 f_b \cdot \sqrt{1 + \frac{n \cdot l \cdot t \cdot f_d}{3t \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{v}{n} h \right) f_b}} \quad (19)$$

- Interaktionsbeziehung nach Kranzler [24]

$$v_{Rd} = \frac{0,8}{\gamma_M} \cdot \left(0,04 \cdot \frac{f_k}{f_d} + 0,15 \cdot \frac{n}{h} \right) \quad (20)$$

- Interaktionsbeziehung nach ESECMaSE [37]

$$v_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1 - \frac{n \cdot \gamma_M}{\beta \cdot f_k \cdot t}}{h} \\ \frac{1}{\gamma_M} \cdot (0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot n \cdot f_d) \\ \frac{1}{\gamma_M} \cdot 0,045 \frac{f_b}{f_d} \end{array} \right\} \quad (21)$$

Die Ansätze aus Gleichung (16) bis (21) werden für Wandscheiben aus gründerzeitlichem Mauerwerk mit $l/h = 2$, $l/h = 1,55$ und $l/h = 0,88$ in Abb. 2.7 miteinander verglichen und den eigenen Versuchsergebnissen (elastische Grenzlast) aus [15] und [22], sowie den Resultaten von *Zimmermann* [25] gegenübergestellt.

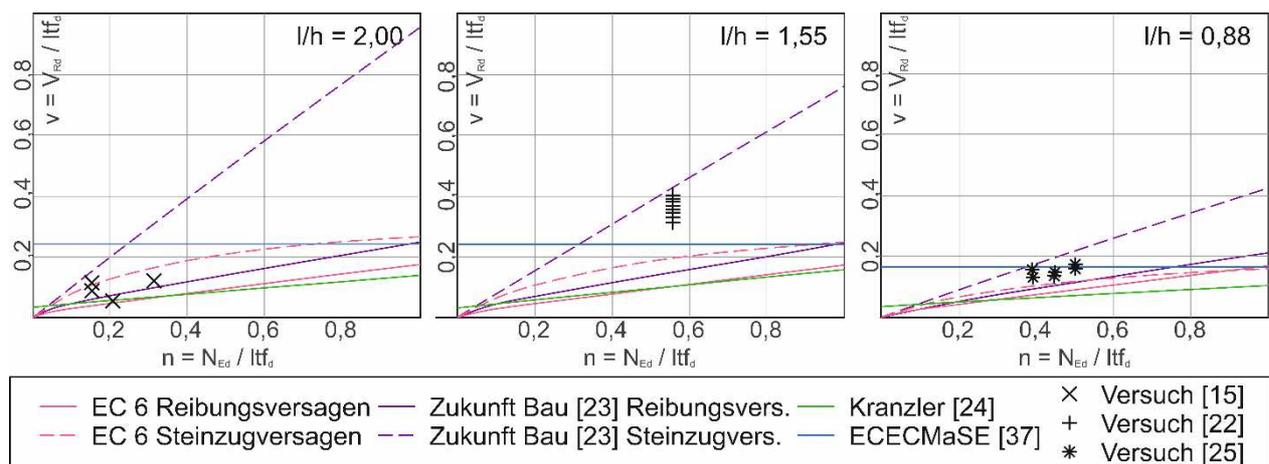


Abb. 2.7: Vergleich der Schubtragfähigkeiten aus Versuchsergebnissen und unterschiedlichen theoretischen Ansätzen [54]

In Abb. 2.7 ist zu erkennen, dass die im Versuch ermittelte elastische Grenzlast von gründerzeitlichem Mauerwerk durch den Nachweis des EC 6 unterschätzt wird, wohingegen mit anderen Ansätzen eine bessere Übereinstimmung erzielt werden kann.

2.4.1 Anfangsscherfestigkeit

Die Überprüfung der Anfangsscherfestigkeit ist Gegenstand zahlreicher Forschungsvorhaben. Beispielsweise werden in [44] Einflussfaktoren identifiziert, deren Berücksichtigung im praxisüblichen Ansatz nicht möglich ist. In [23] und [49] wird gezeigt, dass die im EC 6 angegebenen Werte für die Anfangsscherfestigkeit unzureichend abgesichert und außerdem nicht mit deutschen Erfahrungswerten konform sind.

Darüber hinaus erscheint der Ansatz der Anfangsscherfestigkeit bei zyklischer Beanspruchung, wie sie durch Erdbeben hervorgerufen wird, als kritisch, da sie eine Kohäsions- bzw. Adhäsionskraft ist, die ihre Wirkung nach dem einmaligen Überschreiten eines Grenzwertes verliert.

Am Institut für Bauforschung Aachen wurden zahlreiche Untersuchungen zur Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit von unterschiedlichen Stein-Mörtelkombinationen durchgeführt [49]. Da Untersuchungen an gründerzeitlichen Ziegeln und Kalkmörtel in der Literatur kaum zu finden sind, wurden eigene Versuche an nachgestelltem historischem Mauerwerk durchgeführt. Zu diesem Zwecke wurden 3-Steinkörper gemäß ÖNORM EN 1052-3 [20] (vgl. Abb. 2.8) hergestellt. Die Mauerziegel wurden einem gründerzeitlichen Wohnbau entnommen und mit Kalkmörtel im Mischungsverhältnis 2 : 3 : 9 (Wasser : Bindemittel : Zuschlag) zu Versuchskörpern gemauert. Die Mörtelzusammensetzung bestand aus

Kalkmörtel (Baumit Baustoffe GmbH SpeziKalk) und Normensand. Die verwendete Mörtelrezeptur wurde im Zuge des Forschungsprojektes *SEISMID* (Seismische Systemidentifikation) [19] aus der Untersuchung von Bruchstücken aus gründerzeitlichem Mörtel mittels röntgendiffraktometrischen Methoden identifiziert. Mit diesem nachgestellten gründerzeitlichen Mörtel wurde eine Druckfestigkeit von $0,77 \text{ N/mm}^2$ erreicht [22].

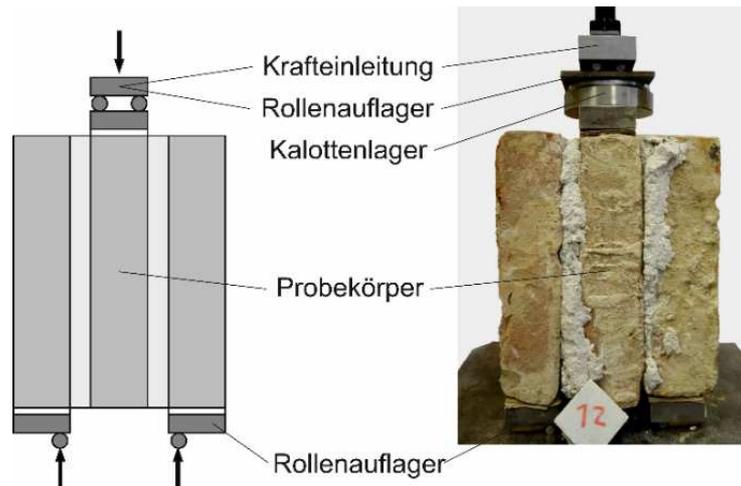


Abb. 2.8: Ermittlung der Anfangsscherfestigkeit nach ÖNORM EN 1052-3 [22]

Mit dem in Abb. 2.8 dargestellten Versuchsaufbau wurde für nachgestelltes gründerzeitliches Mauerwerk eine gemittelte charakteristische Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} von $0,03 \text{ N/mm}^2$ [22] ermittelt. Zimmermann konnte in [56] vergleichbare Resultate erzielen.

| Quelle | f_{vk0} [N/mm ²] |
|---|-----------------------------------|
| Aus Versuch [22] | 0,03 |
| Aus ÖNORM B 1996-1 Tabelle 3 für Mörtelklasse M1 | 0,10 |
| Aus ÖNORM B 1996-1 Tabelle 3 für Mörtelklasse geringer als M1 | 0,00 |

Tab. 2.2: Materialkennwerte gründerzeitlicher Ziegel

In Anbetracht der vorliegenden Versuchsergebnisse wird plausibel, dass für Mörtel, dessen Druckfestigkeit den Wert von 1 N/mm^2 unterschreitet, keine Anfangsscherfestigkeit angesetzt werden darf.

2.4.2 Auflastbedingte Reibung

Die auflastbedingte Reibung wird im Schubtragfähigkeitsnachweis nach EC 6 mit dem Proportionalitätsfaktor 0,4 berücksichtigt. Wie bereits in Abschnitt 2.2.2 gezeigt, wird damit der abgeminderte Reibungsbeiwert $\bar{\mu}$ beziffert. Er ergibt sich aus der Berücksichtigung des von *Mann/Müller* [45] angesetzten Reibungsbeiwerts von $\mu = 0,65$. Im Zuge der Untersuchungen von *Zimmermann* [56] an nachgestelltem gründerzeitlichen Mauerwerk wurde im Mittel ein Reibungsbeiwert von 0,643 gemessen. Die Einführung des Proportionalitätsfaktors 0,4 ist also für gründerzeitliches Mauerwerk gut geeignet. Für andere Stein-Mörtel-Kombinationen ist jedoch zu beachten, dass eine Differenzierung mit der gängigen Nachweisführung des EC 6 nicht möglich ist.

2.4.3 Überdrückte Länge

Die Schubtragfähigkeit wirkt auf die Querschnittsfläche, die sich aus dem Produkt der überdrückten Länge l_c und der Wanddicke ergibt. l_c wird dabei aus einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung nach der Elastizitätstheorie berechnet. Im Gegensatz dazu wird die Schubtragfähigkeit unter Zugrundelegung ideal-plastischen Materialverhaltens, also der Plastizitätstheorie, ermittelt. Die Schubfestigkeit wirkt im Grenzzustand der Tragfähigkeit ideal-elastisch-plastisch, also konstant über den Querschnitt verteilt und nicht parabolisch. Hier werden also unterschiedliche mechanische Prinzipien miteinander vermischt. Auf diese Inkonsistenz wird ebenfalls im Abschlussbericht der *Forschungsinitiative Zukunft Bau* [23] kritisch hingewiesen.

In *Kranzler* [24] ist ein alternativer Ansatz zur Ermittlung der überdrückten Länge zu finden (vgl. Gleichung (22)).

$$l_c = 2 \cdot \delta \left(\frac{l}{2} - \frac{M}{N} \psi \right) \quad (22)$$

Mit:

$\delta = 1$ starr-plastisch

$\delta = 4/3$ Parabel 2. Ordnung

$\delta = 3/2$ linear-elastisch

$\psi = 0,5$ am Wandkopf voll eingespannte Scheibe

$\psi = 1$ am Wandkopf frei drehbare und mittig belastete Kragsscheibe

Damit können sowohl unterschiedliche Spannungsverläufe δ als auch unterschiedliche Momentenverteilungen über die Wandhöhe ψ berücksichtigt werden.

Abb. 2.9 enthält eine Gegenüberstellung der überdrückten Länge nach den Ansätzen aus dem EC 6 und Kranzler [24]. Dabei ist auf der Ordinate die überdrückte Länge l_c und auf der Abszisse die Einwirkungskombination M/N aufgetragen. Darüber hinaus sind in der Grafik die Werte der überdrückten Länge, die in einem Bestandobjekt der Wiener Gründerzeit beim Erreichen der elastischen Grenzlast an einzelnen Wandscheibenbereichen [57] gemessen wurden, eingezeichnet.

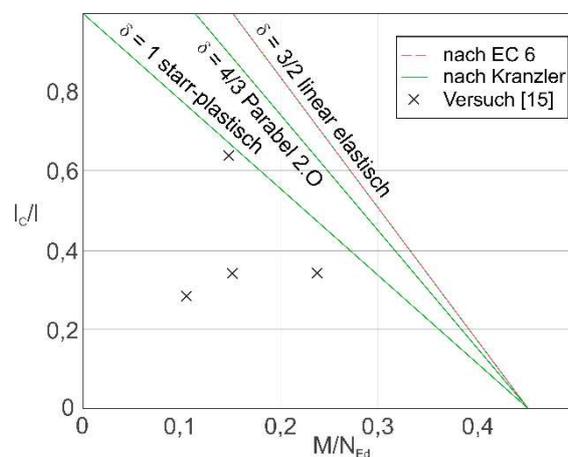


Abb. 2.9: Gegenüberstellung der überdrückten Länge aus den Ansätzen von Kranzler [24] und EC 6 mit den Untersuchungsergebnissen [57], [54]

Der Vergleich der theoretischen Ansätze mit den Versuchsergebnissen aus [57] zeigt, dass die beste Übereinstimmung unter Zugrundelegung einer starr-plastischen Spannungsverteilung erzielt werden kann.

2.5 Zusammenfassung

Durch die Analyse der einzelnen Bestandteile des Schubtragfähigkeitsnachweises nach EC 6 wurde gezeigt, dass das reale Tragverhalten von gründerzeitlichem Mauerwerk nicht korrekt abgebildet wird. Zuerst wurde der im EC 6 für gründerzeitliches Mauerwerk angegebene Wert der Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} anhand von eigenen Untersuchungen [22] und den Erhebungen von Zimmermann [56] verifiziert. In Anbetracht der vorliegenden Ergebnisse scheint es sinnvoll für Mörtelfestigkeiten, die den Wert von 1 N/mm² nicht erreichen, keine Anfangsscherfestigkeit zu berücksichtigen. Es wird weiterhin darauf

hingewiesen, dass der Ansatz der Anfangsscherfestigkeit bei zyklischer Beanspruchung ohnehin kritisch zu bewerten ist.

Anschließend wurde der auflastabhängige Reibungsanteil des Nachweisformates untersucht, wobei in [56] vorgestellten Resultate ebenfalls eine gute Übereinstimmung zeigen. Der Ansatz eines reduzierten Reibungsbeiwerts $\bar{\mu}$ von 0,4 ist für gründerzeitliches Mauerwerk mit experimentellen Ergebnissen belegbar.

Bei den Untersuchungen zur überdrückten Länge l_c entspricht der normative Ansatz jedoch nicht der realen Lastabtragung. Anhand von Tastversuchen an einzelnen Wandscheibenbereichen eines Wiener Gründerzeithauses [15] wurde gezeigt, dass die tatsächlichen Längen in der Norm überschätzt werden. Es wird deutlich, dass mit Hilfe des alternativen Ansatzes von Kranzler [24], der es ermöglicht einen starr-plastischen Spannungsverlauf in der Lagerfuge zu berücksichtigen, die reale überdrückte Länge besser wiedergegeben werden kann.

Darüber hinaus ist es mit dem praxisüblichen Vorgehen beim Schubtragfähigkeitsnachweis nicht möglich wesentliche Einflussfaktoren wie die Oberflächenrauigkeit bzw. das Nachbruchverhalten zu berücksichtigen. Der konservative Ansatz des Absicherns gegen Risse führt zur Unterschätzung der Tragfähigkeit und somit zu unwirtschaftlichen Sanierungsmaßnahmen.

Im Abschlussbericht der *Forschungsinitiative Zukunft Bau* [55] wird ein Bemessungsansatz vorgestellt, der unterschiedliche Korrekturfaktoren in einem Beiwert k_v zusammenfasst. Der Vergleich mit Versuchsergebnissen hat gezeigt, dass damit das reale Tragverhalten von historischem Mauerwerk realistischer abgebildet werden kann. Im Falle gründerzeitlichen Mauerwerks ist jedoch eine weitere Anpassung des Beiwerts k_v notwendig.

3 Der Zweifeld-Schubversuch – Eine praxistaugliche Methode zur versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk

Die in diesem Kapitel vorgestellten Inhalte wurden bereits in *Mauerwerk – European Journal of Masonry* Heft 5 2016 unter dem Titel „*Der Zweifeld-Schubversuch – Eine praxistaugliche Möglichkeit zur versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk*“ sowie gekürzt im Tagungsband der 27. Hanseatischen Sanierungstage *Forum Altbausanierung 11 – Trocken, warm und dicht!* unter dem Titel „*In-situ Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk*“ veröffentlicht. Es folgt eine Ausführung der wesentlichen Grundlagen, der Versuchsergebnisse sowie des möglichen Einflusses des Zweifeld-Schubversuchs auf die Schubtragfähigkeits- bzw. Erdbebenbemessung von Bestandsgebäuden.

3.1 Theoretische Grundlagen

Den interessierten Leserinnen und Lesern, die sich über die Grundlagen des Mauerwerksbaus informieren wollen, wird die folgende Literatur empfohlen: [4], [37], [58], [59]. Eine sehr gute Zusammenstellung verschiedener Materialmodelle, welche das Schubtragverhalten beschreiben ist in [28] und [42] zu finden. Zu den Grundlagen der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens wird auf [60], [61], [62] und [63] verwiesen. Für weiterführende Recherchen werden die folgenden Werke nahegelegt: [23], [64],

[65], [66]. Es wird darauf verzichtet die Grundlagen an dieser Stelle zu wiederholen, jedoch wird auf die für die Versuchsauswertungen wesentlichen Hintergründe eingegangen.

3.1.1 Verhaltensbeiwert

Die Definition des Verhaltensbeiwerts lt. EN 1998-1 3.4.4.5 (3)P [67] lautet wie folgt:

„Der Verhaltensbeiwert q ist ein Näherungswert des Verhältnisses derjenigen Erdbebenkräfte, die das Bauwerk beanspruchen würden, wenn seine Antwort bei 5 % viskoser Dämpfung vollkommen elastisch wäre, zu den Erdbebenkräften, die zur Bemessung mit einem konventionellen linearen Modell verwendet werden dürfen, um gerade noch eine zufrieden stellende Antwort des Bauwerks sicherzustellen.“

Der Verhaltensbeiwert q dient der Berücksichtigung von Nichtlinearitäten im Bauwerk und spiegelt die duktilen Trageigenschaften des Bauwerks, die für die Aufnahme und Dissipation der im Erdbebenfall zugeführten Energie zur Verfügung stehen, wider. Er ermöglicht also die Berechnung der Maximalantwort eines sich nichtlinear verhaltenden Schwingers aus einem linear-elastisch ermittelten Antwortspektrum. Beim Erdbebennachweis nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren setzt er das elastische Antwortspektrum auf das Bemessungs-Antwortspektrum herab (vgl. Abb. 3.1).

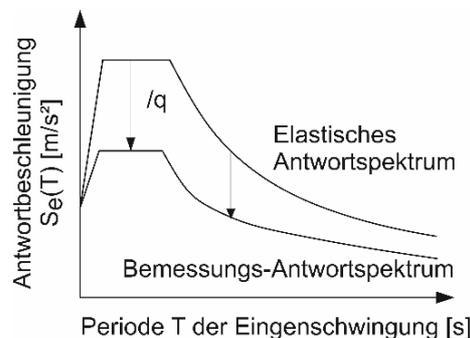


Abb. 3.1: Bemessungsspektrum zu Berücksichtigung nichtlinearen Verhaltens [68]

Eine mathematische Beschreibung des Verhaltensbeiwerts q kann sowohl nach dem Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit sowie nach dem Prinzip der gleichen Verschiebungen, wie es in Abb. 3.2 illustriert ist, erfolgen [61], [69], [70]. Die Eigenschwingdauer T beeinflusst die Wahl des Ansatzes. Für $0,1 \text{ s} < T < 0,5 \text{ s}$ ist der Ansatz der gleichen Formänderungsarbeit zu wählen, wohingegen für Eigenschwingdauern im Bereich $T > 1,4 \text{ s}$ der Ansatz der gleichen Verschiebungen anzusetzen ist [71].

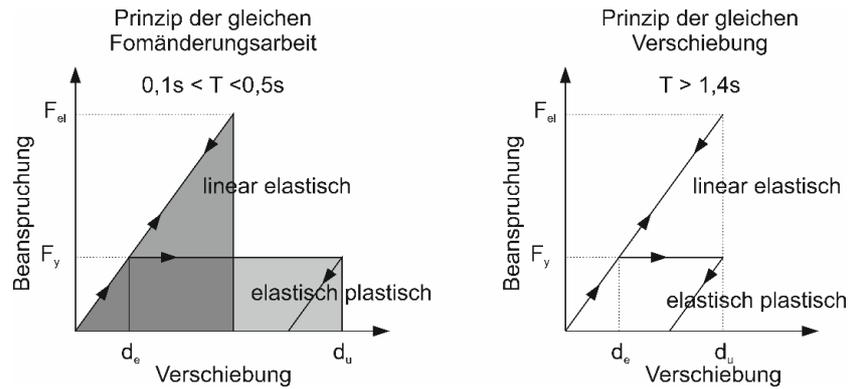


Abb. 3.2: Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit und Prinzip der gleichen Verschiebung [72]

Unter Anwendung des Prinzips der gleichen Formänderungsarbeit ergibt sich der Verhaltensbeiwert q zu:

$$q = \sqrt{2\mu_e - 1} \quad (1)$$

Nach dem Ansatz der gleichen Verschiebungen wird der Verhaltensbeiwert q wie folgt berechnet:

$$q = \mu_e = \frac{d_u}{d_e} \quad (2)$$

Vergleicht man die beiden Ansätze (siehe Abb. 3.3) ist zu sehen, dass die Differenz der Verhaltensbeiwerte q bei steigender Verschiebungsduktilität μ_e zunimmt.

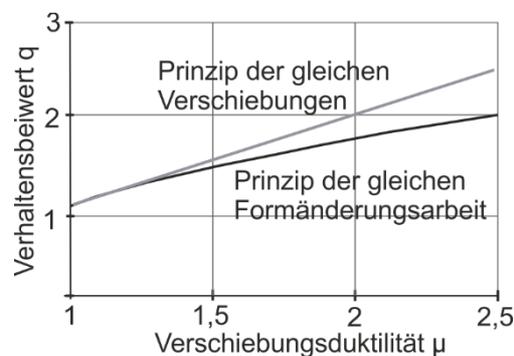


Abb. 3.3: Ansätze zur Ermittlung des Verhaltensbeiwerts q

Im Zuge des Forschungsprojekts *SEISMID* [73], [74] wurde festgestellt, dass die Eigenschwingdauer von Wiener Gründerzeithäusern im Bereich von 0,1 bis 0,4 s liegt. Folglich wird für die Berechnung des Verhaltensbeiwerts in der vorliegenden Arbeit der Ansatz der gleichen Formänderungsarbeit gewählt, da die Versuche an einem Gebäude durchgeführt wurden, welches etwa im Jahr 1894 errichtet wurde.

Bei der Auswertung von durch Erdbeben verursachten Schadensbildern wurde festgestellt, dass sich die Rissbildung vor allem auf die aussteifenden Wände im Erdgeschoß konzentriert [62], wo die größten Querkraft- und Momentenbeanspruchungen entstehen. Folglich wird bei der Modellierung des Grenztragverhaltens unter seismischen Einwirkungen vorausgesetzt, dass sich im Erdgeschoß die größten Relativverschiebungen ergeben und, dass die oberen Geschoße sich linear-elastisch verhalten (vereinfachende Annahme) [75]. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit zwischen Tragwerksduktilität μ_{TW} und der Schockwerksduktilität μ_{EG} zu unterscheiden.

Die Stockwerksduktilität μ_{EG} ergibt sich aus der Superposition der Widerstand-Verschiebungsbeziehung der einzelnen Wände des Erdgeschoßes (vgl. Abb. 3.4). Unter der Voraussetzung von linear-elastischen Verschiebungsanteilen der oberen Geschoße, also durch Berücksichtigung der Verschiebung in Höhe des Massenschwerpunkts für die linearisierte Grundschwingungsform, ergibt sich die Tragwerksduktilität zu [75]:

$$\mu_{TW} = \frac{d_{u,TW}}{d_{e,TW}} = \frac{\mu_{EG} - 1}{k \cdot n} + 1 \quad (3)$$

dabei sind:

n Anzahl der Geschoße

k = 1 für $n \leq 2$

k = 2/3 für $n > 2$

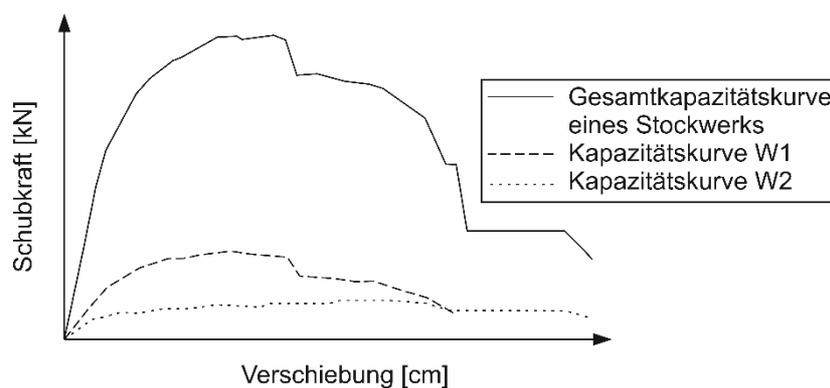


Abb. 3.4: Gesamtkapazitätskurve des Erdgeschoßes [76], [77]

Somit wird der Verhaltensbeiwert q auf Grundlage der Tragwerksduktilität μ_{TW} wie folgt ermittelt:

$$q = \sqrt{2\mu_{TW} - 1} \quad (4)$$

3.1.2 Bilineare Idealisierung der Versuchskurven

Die bilineare Idealisierung ist ein wichtiges Instrument um Versuchskurven vergleichbar zu machen und Nachweise auf Grundlage von Versuchsergebnissen zu vereinfachen. Sie kann nach der in [60], [62] und [66] beschriebenen und in Abb. 3.5 dargestellten Methode durchgeführt werden und wird hier zusammengefasst.

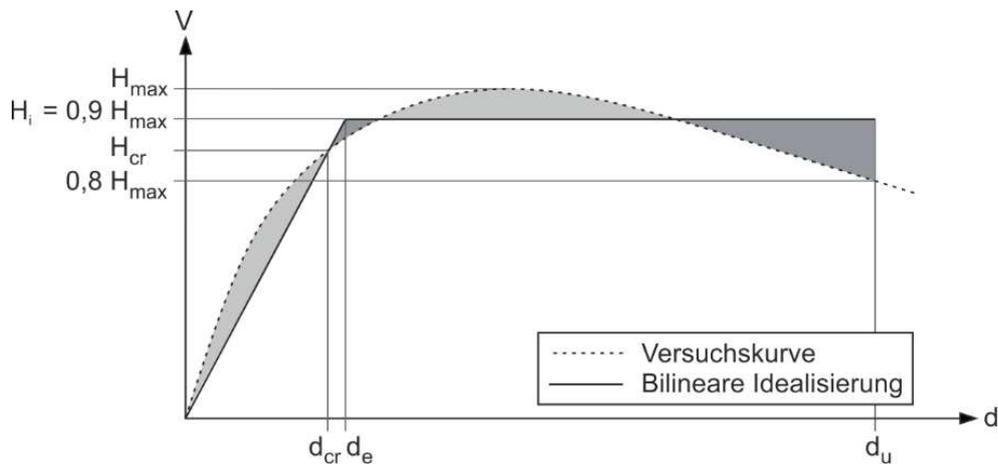


Abb. 3.5: Bilineare Idealisierung der Versuchskurven [60], [78]

In Gleichung (5) wird mit H_i die ideal elastische horizontale Grenzkraft bezeichnet, welche sich aus der Forderung der gleichen Energiedissipationskapazität ergibt. Demnach müssen das Flächenintegral der Versuchskurve A_{env} gleich jenem der Idealisierung sein. Bei bekannter elastischer Steifigkeit K_e kann die ideal elastische horizontale Grenzkraft H_i wie folgt ermittelt werden [78]:

$$H_i = K_e \cdot \left(d_{max} - \sqrt{d_{max}^2 - \frac{2 \cdot A_{env}}{K_e}} \right) \quad (5)$$

Die elastische Steifigkeit ist als Verhältnis der Kraft H_{cr} zur Verschiebung d_{cr} , die beim Auftritt der ersten signifikanten Risse (Erstriss) entstehen, definiert.

$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}} \quad (6)$$

Tomazevic konnte anhand von Versuchen an mehr als 60 Wandscheiben [14], [79] zeigen, dass das Verhältnis von H_i/H_{max} im Durchschnitt 0,9 beträgt. Folglich kann von der Auswertung von Gleichung (5) zur Bestimmung von H_i abgesehen werden indem die horizontale Grenzkraft H_{max} mit dem Faktor 0,9 multipliziert wird.

$$H_i = 0,9 H_{max} \quad (7)$$

Der Quotient aus der Verschiebung d_u bei $0,8 \cdot H_{max}$ und der Verschiebung d_e beim Erreichen der ideal elastischen horizontalen Grenzkraft H_i liefert die Verschiebungsduktilität μ_e , welche laut *Tomazevic* [62] Werte zwischen 2 und 3 annimmt.

$$\mu_e = \frac{d_u}{d_e} \quad (8)$$

Mit dem beschriebenen Ansatz werden die Steifigkeit, die Traglast sowie die maximal aufgetretene Verschiebung des Versuchskörpers in Anlehnung an ÖNORM EN 1996 (EC6) und die Richtlinien FEMA 306-308 sowie FEMA 356 abgebildet. Der gewählte Ansatz konnte im Zuge des Forschungsprojekts *ESECMaSE* sowie der Untersuchungen von *Tomazevic* [78] anhand von Versuchen an Mauerwerksscheiben mit unterschiedlichen Stein-Mörtel-Kombinationen verifiziert werden.

3.2 Zweifeld-Schubversuch

3.2.1 Motivation

Die Notwendigkeit eines in-situ Schubversuchs zur Beurteilung vom Bestandsmauerwerk wird bei der Betrachtung von EN 1996-1-1 3.6.2 (1) [13] bzw. ONR 24009 [1] deutlich, wonach die charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk aus Versuchen am Mauerwerk zu bestimmen ist. Die Plausibilität der Versuchsergebnisse ist jedoch durch Vergleichsrechnungen zu überprüfen. Eine experimentelle Überprüfung von einzelnen Bauelementen im Bestand sollte an einer Auswahl typischer Elemente gemäß ÖNORM B 1998-3:2016, Anhang B [80] erfolgen. Darüber hinaus gaben die Vielzahl bestehender Schubprüfverfahren (vgl. dazu [10] und [81]) sowie der Mangel einer geeigneten Methode zur realitätsnahen Beurteilung von Bestandsmauerwerk, Anlass zur Entwicklung eines neuen Prüfverfahrens.

Daraus ergibt sich als Zielsetzung die Entwicklung einer Versuchseinrichtung, bei welcher der zu untersuchende Versuchskörper weitgehend ungestört bleibt, die Montage rasch von Hand erfolgen kann und deren Anwendung bei unterschiedlich starken Wänden möglich ist. Die Einhaltung der im Objekt vorhandenen Randbedingungen wie Auflast, Vorschädigung usw. sowie die gleichmäßige Lasteinleitung sind wichtige Voraussetzungen um eine realistische Aussage über das horizontale Tragverhalten (linear, wie nichtlinear) von Bestandsmauerwerk zu erhalten.

3.2.2 Methodik

Der Versuchsaufbau besteht aus den folgenden Bestandteilen:

- (a), (b), (c) Querriegel (U 200, S235), welche mit vorgespannten Gewindestangen montiert sind
- (d) Biegeträger (2x HF QHS 140x8, S355), zur Lasteinleitung mittels eines Hydraulikzylinders
- (e) Kopfplatten ($t = 20$ mm, S355) zur Lasteinleitung

In Abb. 3.6 ist zu sehen, dass die horizontale Last über beidseitig angebrachte Stahlprofile (a), (b) und (c), welche mit vorgespannten Gewindestangen montiert sind, linienförmig in den Probekörper eingeleitet wird. Die Belastung erfolgt somit analog zu bereits vorhandenen Laborversuchen wie bspw. dem vereinheitlichten Prüfverfahren des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), bei welchem ein steifer Stahlbetonbalken eingesetzt wird oder der Versuchseinrichtung nach *Monk*, bei welcher ein Stahlbalken aufgeklebt wird [26].

Die Querriegel (b) und (c) sind über Bolzen in vertikalen Langlöchern mit den Biegeträgern (d) gelenkig verbunden, wodurch eine vertikale Verschiebung der Querträger (b) und (c) ermöglicht wird. Ein hydraulischer Zylinder, welcher an dem Biegeträger (d) abgestützt ist, leitet eine Horizontallast über eine massive Kopfplatte, welche mit Blitzzement hinterfüllt wurde in den Probekörper ($L/H = 90\text{cm}/45\text{cm}$) ein.

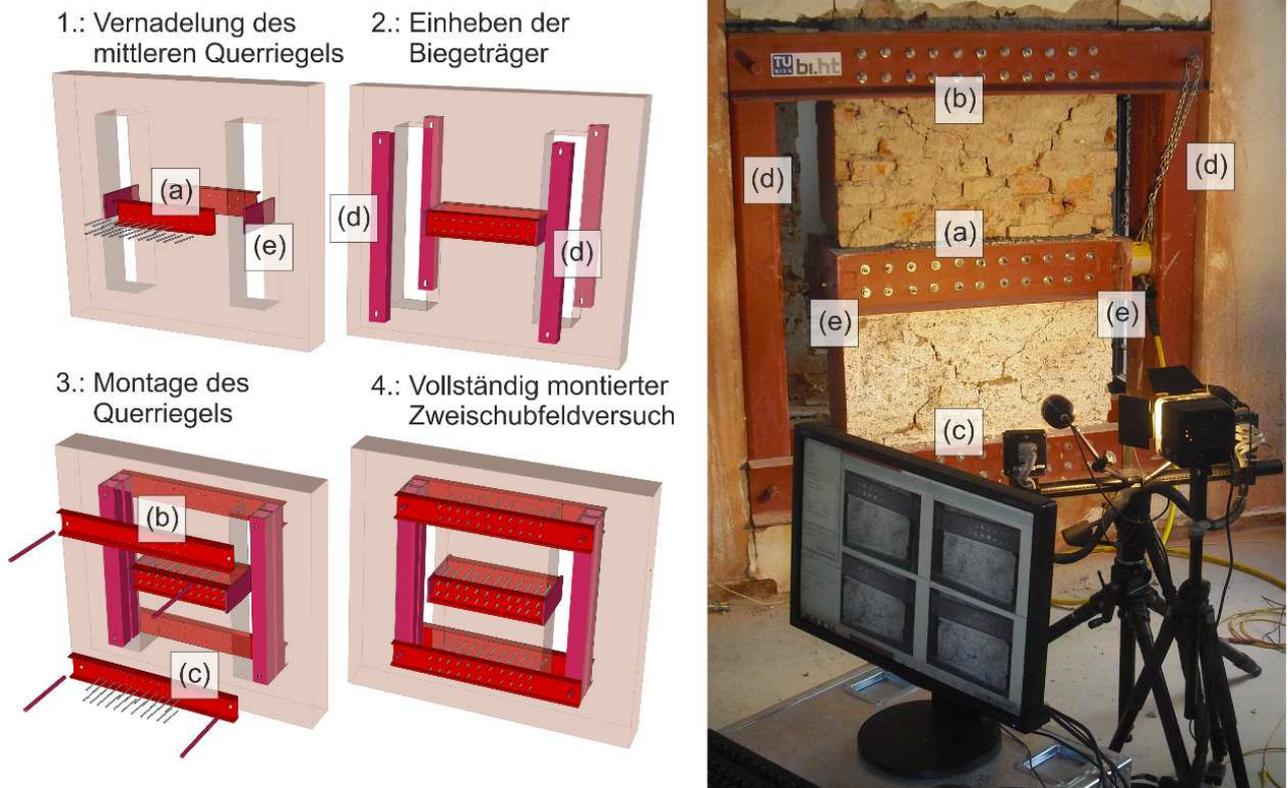


Abb. 3.6: Links: Schematischer Versuchsaufbau des Zweifeld-Schubversuchs – rechts: Foto des Versuchsaufbaus [15]

Die Belastung des Probekörpers erfolgt nach Umbau des hydraulischen Zylinders wechselseitig, wodurch ein statisch zyklischer Versuch durchgeführt werden kann.

Bei den im Zuge dieses Forschungsprojekts durchgeführten Versuchen erfolgte die Aufzeichnung der Weggrößen während der Lastaufbringung mithilfe des 3D-videostereoskopischen Systems ARAMIS (GOM – Gesellschaft für Optische Messtechnik mbH) [27], wodurch Objektmerkmale (z.B. Farbsprühmuster) subpixelgenau erkannt wurden. Somit war es möglich alle Momentankonfigurationen während der Belastung mit der Referenzkonfiguration (unverformter Zustand) zu vergleichen.

Die Versuchseinrichtung des Zweifeld-Schubversuchs wurde an vier 30 cm starken Zwischenwänden des Erdgeschoßes eines Wiener Gründerzeithauses (Baujahr ca. 1894) getestet. Da Bruchversuche durchgeführt wurden, wurde in jedem Belastungszyklus solange belastet, bis ein Lastabfall um ca. 20 % erkennbar war. Anschließend wurde der Probekörper entlastet und die Belastungseinrichtung umgebaut, sodass der gesamte Belastungsvorgang von der anderen Seite wiederholt werden konnte. Da die Versuchszahl auf vier beschränkt war, sind sie als Tastversuche zu werten, die die Durchführbarkeit des Zweifeld-Schubversuchs zeigen und die mögliche Bandbreite an praxisrelevanten Resultaten darlegen.

3.3 Versuchsergebnisse

Die experimentell identifizierten Kenngrößen beschreiben die lokale Duktilität einzelner Wandscheiben.

Aufgrund der geringen Versuchszahl wurden für die Auswertungen Mittelwerte herangezogen. Die Anzahl der Versuche reicht zwar für eine experimentell fundierte Aussage nicht aus, jedoch ist es möglich Tendenzen zu erkennen sowie die Funktionalität und Anwendbarkeit des Zweifeld-Schubversuchs zu demonstrieren, weshalb die Ergebnisse hier vorgestellt werden.

Während der Versuchsdurchführung wurden alle Weggrößen mit einem 3D-videostereoskopischen Messsystem [27] aufgezeichnet, wodurch die Resultate in einem sehr hohen Detaillierungsgrad vorliegen. Dadurch ist eine genaue Auseinandersetzung mit dem Rissverhalten, bzw. dem Erstriss möglich. Die Rissöffnung wird in den folgenden Ausführungen als maximale gegenseitige Verschiebung zweier Rissflanken des Risses mit der größten Öffnung verstanden. Diese wird mit *CMOD* (Crack Mouth Opening Displacement) bezeichnet. In Abb. 3.7 wird die Definition der Rissöffnung am Beispiel von $CMOD = 0,4 \text{ mm}$ verdeutlicht.

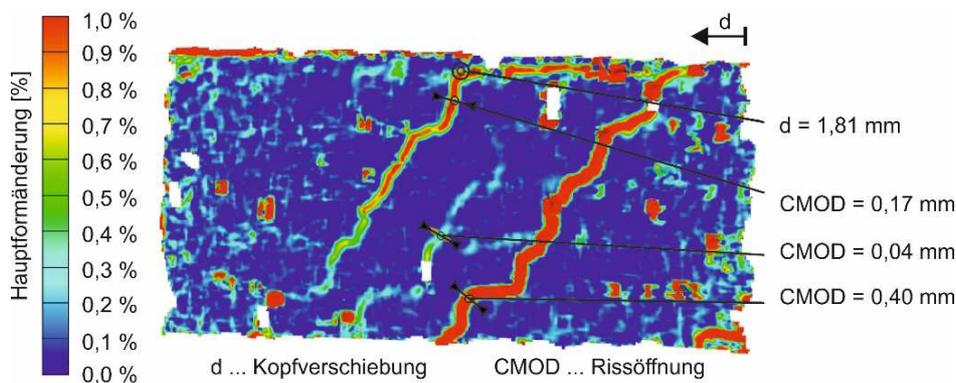


Abb. 3.7: Hauptformänderungen beim Erreichen einer Rissöffnung von 0,4 mm [15]

Bei der Versuchsauswertung ist im Hinblick auf das Auflastniveau darauf zu achten, dass die seitlichen Schlitzte, welche während des Versuchsaufbaus hergestellt werden müssen, eine Steigerung der einwirkenden Normalspannung um ca. 25 % bewirken.

3.3.1 Bewertung der Realitätsnähe der Versuche

Eine wichtige Aussage über die Qualität einer neu entwickelten Versuchseinrichtung gibt die Beurteilung der Lasteinleitung in die Mauerwerksprobe. Beim Zweifeldschubversuch-Versuch erfolgt die Lasteinleitung konstant über die gesamte Länge des Probekörpers über steife horizontale Querriegel und entspricht somit systematisch der Lasteinleitung beim vereinheitlichten Prüfverfahren des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt).

Abb. 3.8 verdeutlicht, dass beim Zweifeld-Schubversuch keine punktuellen Extremwerte der Verzerungen und Verschiebungen auftreten. Es stellt sich somit ein nahezu homogener Schubspannungs- und Verzerrungszustand ein. Die Mittelfläche der Mauerwerksscheibe bleibt eben, da die Randkräfte parallel zur Mittelfläche und gleichmäßig über die Scheibenstärke verteilt eingeleitet werden. Es gelten also die Annahmen des ebenen Spannungszustands. Demzufolge bleiben Spannungskomponenten, die nicht in Scheibenebene wirken, vernachlässigbar klein.

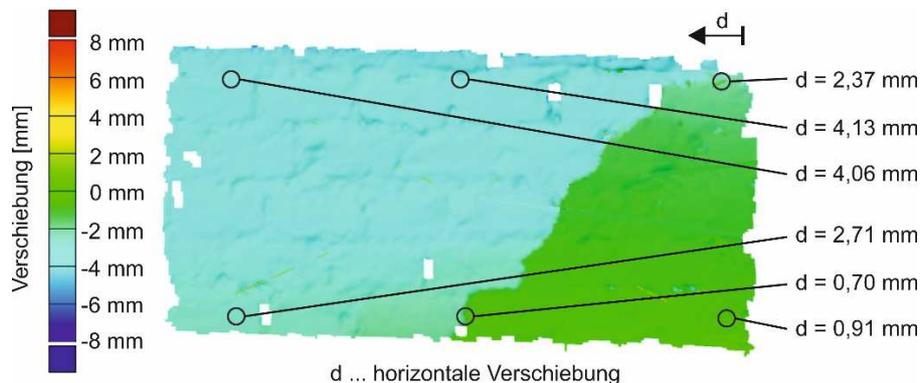


Abb. 3.8: Horizontale Verschiebung d beim Erreichen der Rissöffnung von $0,4 \text{ mm}$ [15]

Die im Zuge der gegenständlichen Tastversuche experimentell identifizierten Kennwerte, wie die elastische Steifigkeit K_e , Verformungsduktilität μ_e und der Verhaltensbeiwert q korrelieren gut mit den experimentellen und numerischen Ergebnissen anderer Forschungsvorhaben an vergleichbarer Bausubstanz [21], [25], [82].

3.3.2 Experimentell ermittelter Verhaltensbeiwert

Aufgrund des hohen Detaillierungsgrads der Versuchsergebnisse kann eine Differenzierung des Verhaltensbeiwerts in Abhängigkeit der Rissöffnung $CMOD$ beschrieben werden. Somit sind in Tab. 3.1 die

experimentell indentifizierten Verhaltensbeiwerte des Versuchs für die Rissöffnungen $CMOD$ 0,1 bis 0,4 mm angegeben.

| q | $CMOD = 0,1$ mm | $CMOD = 0,2$ mm | $CMOD = 0,3$ mm | $CMOD = 0,4$ mm |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Versuch 1 | 2,32 | 2,12 | 2,00 | 1,99 |
| Versuch 2 | 2,37 | 2,13 | 2,01 | 1,98 |
| Versuch 3 | 3,02 | 2,76 | 2,60 | 2,50 |
| Versuch 4 | 3,33 | 3,06 | 2,84 | 2,65 |
| Mittelwert | 2,76 | 2,52 | 2,36 | 2,28 |

Tab. 3.1: Verhaltensbeiwert q in Abhängigkeit der Rissöffnung $CMOD$ [57]

Bei der Betrachtung der Mittelwerte der Verhaltensbeiwerte q ist ein deutlicher Zusammenhang zur Rissöffnung $CMOD$ erkennbar. Lt. Tomazevic [62] ist das Auftreten des Erstrisses ein maßgebender Einflussfaktor für den Verhaltensbeiwert q , wobei eine klare Definition in der Literatur nicht zu finden ist. Die Definition des Erstrisses über akustische Merkmale ist bei gründerzeitlichem Mauerwerk nicht möglich.

Neben dem Verhaltensbeiwert q wird ebenfalls die Duktilität und die Drift γ vom Erstriss beeinflusst. Folglich werden auch die Driftwerte γ ausgewertet und in Abb. 3.9 in einer Triaxdarstellung dem Verhaltensbeiwert q und der Rissöffnung $CMOD$ gegenübergestellt.

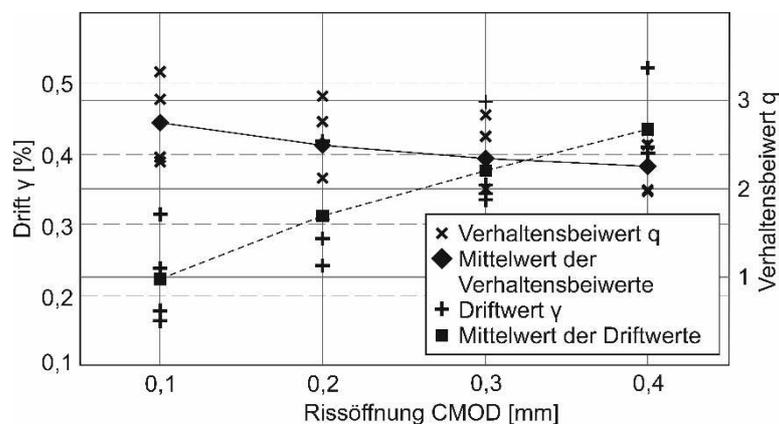


Abb. 3.9: Drift γ und Verhaltensbeiwert q in Abhängigkeit der Rissöffnung $CMOD$ [15]

Der Driftwert γ ist ein entscheidender Wert zur Beurteilung des Schädigungszustands einer Mauerwerkswandscheibe. So ist in EN 1998-3 [16] der Zustand der wesentlichen Schädigung von Mauerwerk

unter Schubbeanspruchung mit einem Driftwert von 0,4 % Drift definiert. Betrachtet man diesen Zustand, wird in Abb. 3.9 deutlich, dass dieser Wert eine Rissöffnung von etwa 0,3 mm bedeutet. Somit ergibt sich ein Verhaltensbeiwert q von 2,36.

Untersuchungen von *Da Porto et. al.* [83] und *Lu* [84] haben gezeigt, dass die in EC 8 [67] angegebenen Werte für den Verhaltensbeiwert von unbewehrtem Mauerwerk deutlich zu konservativ sind, was laut *Lu* [85] weder technisch noch wirtschaftlich vertretbar ist. Diese Erkenntnis konnte mit den Ergebnissen der Tastversuche unterstrichen werden.

Es ist also möglich einen Zusammenhang zwischen den während des Versuchs gemessenen Driftwerten γ , der Rissöffnung $CMOD$ und dem Verhaltensbeiwert q des betrachteten Probekörpers aus Bestandsmauerwerk herzustellen.

3.3.3 Experimentell ermittelte Kapazitätskurven

Während der Versuchsdurchführung wurde die horizontale Verschiebung eines Messpunktes an der obersten Ziegelschar aufgezeichnet und anschließend in einem Last-Verschiebungsdiagramm der aufgetragten Horizontallast gegenübergestellt. Anschließend wurde eine bilineare Idealisierung der Versuchskurven, wie sie in Abschnitt 3.1.1 beschrieben ist, durchgeführt. Dazu wird im ersten Schritt die Kraft beim Auftreten des Erstrisses H_{cr} festgelegt. Da in der Literatur keine Definition des Erstrisses zu finden ist und dieser bei gründerzeitlichem Mauerwerk während des Versuchs nicht akustisch zu identifizieren ist, wird in Tab. 3.1 die Kraft H_{cr} in Abhängigkeit der Rissöffnung $CMOD$ von 0,1 bis 0,4 mm angegeben.

| H_{cr} | $CMOD = 0,1$ mm | $CMOD = 0,2$ mm | $CMOD = 0,3$ mm | $CMOD = 0,4$ mm |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Versuch 1 | 36,5 kN | 41 kN | 43 kN | 45,5 kN |
| Versuch 2 | 17 kN | 19 kN | 19,5 kN | 21 kN |
| Versuch 3 | 20,5 kN | 27,5 kN | 30,5 kN | 34 kN |
| Versuch 4 | 19 kN | 24 kN | 29 kN | 31,5 kN |
| Mittelwert | 23,25 kN | 27,88 kN | 30,5 kN | 33,00 kN |

Tab. 3.2: Kraft H_{cr} bei Rissöffnung $CMOD$ von 0,1 bis 0,4 mm [57]

Tab. 3.3 enthält eine Gegenüberstellung der Kraft H_{cr} zur horizontalen Grenzkraft H_{max} , ausgedrückt als H_{cr}/H_{max} -Verhältnis.

| H_{cr}/H_{max} | $CMOD = 0,1$ mm | $CMOD = 0,2$ mm | $CMOD = 0,3$ mm | $CMOD = 0,4$ mm |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Versuch 1 | 0,66 | 0,75 | 0,78 | 0,83 |
| Versuch 2 | 0,68 | 0,76 | 0,78 | 0,84 |
| Versuch 3 | 0,39 | 0,52 | 0,58 | 0,64 |
| Versuch 4 | 0,46 | 0,58 | 0,70 | 0,76 |
| Mittelwert | 0,55 | 0,65 | 0,71 | 0,77 |

Tab. 3.3: H_{cr}/H_{max} -Verhältnis bei Rissöffnung $CMOD$ von 0,1 bis 0,4 mm [15]

Die Untersuchungen von Tomazevic [14] haben gezeigt, dass das H_{cr}/H_{max} -Verhältnis 0,6 bis 0,8 betragen sollte, was mit den Ergebnissen der Tastversuche des Zweifeld-Schubversuche nur für $CMOD$ 0,2 mm bis 0,4 mm bestätigt werden konnte. Bei einer Rissöffnung $CMOD$ von 0,1 mm wurde der Grenzwert aus [14] unterschritten.

Der Quotient aus der Kraft H_{cr} und der zugehörigen Verschiebung d_{cr} liefert die elastische Steifigkeit K_e . In Tab. 3.4 ist K_e in Abhängigkeit der Rissöffnung $CMOD$ angegeben.

| K_e | $CMOD = 0,1$ mm | $CMOD = 0,2$ mm | $CMOD = 0,3$ mm | $CMOD = 0,4$ mm |
|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Versuch 1 | 34,112 kN/mm | 29,496 kN/mm | 26,708 kN/mm | 25,138 kN/mm |
| Versuch 2 | 11,972 kN/mm | 10,053 kN/mm | 9,112 kN/mm | 8,898 kN/mm |
| Versuch 3 | 25,625 kN/mm | 21,825 kN/mm | 19,677 kN/mm | 18,375 kN/mm |
| Versuch 4 | 25,676 kN/mm | 22,018 kN/mm | 19,205 kN/mm | 17,027 kN/mm |
| Mittelwert | 24,35 kN/mm | 20,85 kN/mm | 18,68 kN/mm | 17,36 kN/mm |

Tab. 3.4: Elastische Steifigkeit K_e in Abhängigkeit der Rissöffnung $CMOD$ [57]

In weiterer Folge kann nach dem in Abschnitt 3.1.1 beschriebenen Verfahren die Verschiebungsduktilität μ_e ermittelt werden. Die Auswertung für die Rissöffnungen $CMOD$ 0,1 mm bis 0,4 mm ist in Tab. 3.5 zu finden.

| μ_e | $CMOD = 0,1 \text{ mm}$ | $CMOD = 0,2 \text{ mm}$ | $CMOD = 0,3 \text{ mm}$ | $CMOD = 0,4 \text{ mm}$ |
|-------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Versuch 1 | 2,32 | 2,12 | 2,00 | 1,99 |
| Versuch 2 | 2,37 | 2,13 | 2,01 | 1,98 |
| Versuch 3 | 3,02 | 2,76 | 2,60 | 2,50 |
| Versuch 4 | 3,33 | 3,06 | 2,84 | 2,65 |
| Mittelwert | 2,76 | 2,52 | 2,36 | 2,28 |

Tab. 3.5: Verschiebungsduktilität μ_e in Abhängigkeit der Rissöffnung $CMOD$ [57]

Basierend auf den angegebenen Kennwerten wurden bilinear idealisierte Kapazitätskurven der Wandscheiben in Abhängigkeit der Rissöffnung $CMOD$ ermittelt. Vergleicht man die Flächenintegrale der Idealisierungen mit der Versuchskurve ist eine gute Korrelation zu erkennen, denn die Abweichung beträgt maximal 14 %, was unter den gegebenen Randbedingungen (starke Schwankung der Materialkennwerte gründerzeitlichen Mauerwerks) vernachlässigbar ist.

In Abb. 3.10 sind die idealisierten Kapazitätskurven für die Rissöffnungen $CMOD$ von 0,1 mm bis 0,4 mm den Versuchskurven gegenübergestellt. Dabei ist auf der Ordinate der Quotient der Horizontalkraft H und des Bemessungswerts des Schubwiderstands nach ÖNORM EN 1996 (EC6) [13] $V_{Rd,i}$ ($i = 1$ bis 4) und auf der Abszisse die bezogene Verschiebung d/d_u aufgetragen.

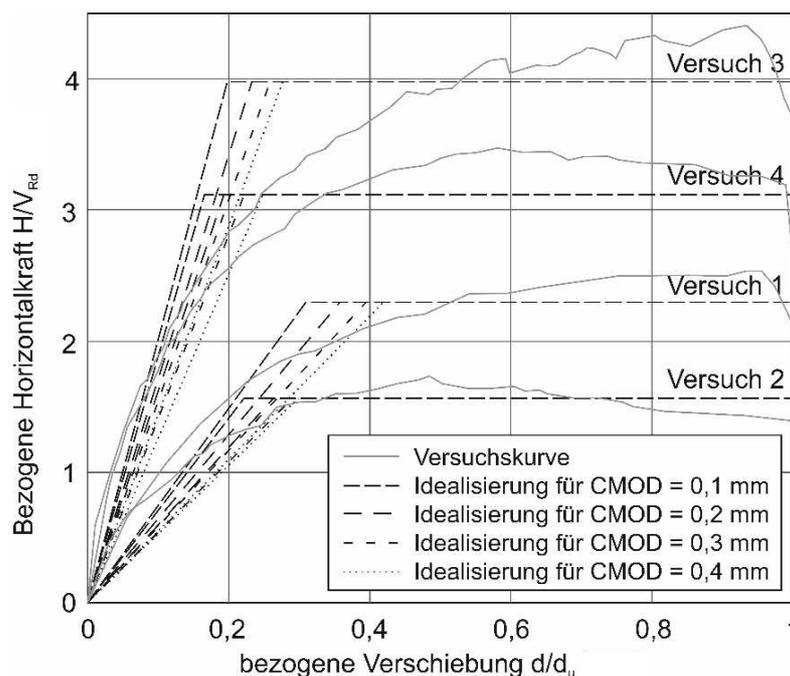


Abb. 3.10: Gegenüberstellung der idealisierten Kapazitätskurven [15]

Vergleicht man die linearen Idealisierungen der einzelnen Versuche miteinander, sind große Unterschiede erkennbar, welche auf die im untersuchten Gebäude vorhandenen Randbedingungen, wie Auflast oder Inhomogenität der Mauerwerksstruktur infolge von Vorschädigungen oder Einbauten usw. zurückzuführen sind. Weiters ist zu erkennen, dass die experimentell ermittelte elastische horizontale Grenzkraft H_i bei allen Versuchen weit über dem Bemessungswert des Schubwiderstands nach EC 6 [13] V_{Rd} liegt. Darüber hinaus nimmt die elastische Steifigkeit K_e (Steigung der Idealisierung) mit steigendem Rissfortschritt ab, wobei die Versuche 1 und 2 sowie die Versuche 3 und 4 ähnliche Steifigkeiten aufweisen.

3.4 Einfluss des Zweifeld-Schubversuchs auf die Bemessung

Der Zweifeld-Schubversuch dient der in-situ Bestimmung mechanischer Kennwerte von Bestandmauerwerk direkt im zu untersuchenden Objekt. Auf diese Weise können Materialparameter erfasst und in der Nachweisführung berücksichtigt werden. Im folgenden Kapitel werden, nach einer Einführung, Methoden zur experimentell gestützten Bemessung vorgestellt:

3.4.1 Normative Grundlagen und Beispiele versuchsgestützter Bemessung

Die versuchsgestützte Bemessung bzw. die hybride Statik nach *Steffens* [17] sind Methoden zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Bauteilen durch Belastungstests, welche direkt am Tragwerk durchgeführt werden. Die normativen Grundlagen dazu sind in der Bauordnung für Wien (WBO) [86] und in den Eurocodes zu finden. In Wien hat die Baupolizei (MA 37) laut der WBO das Recht eine Probelastung für tragende Bauteile anzuordnen, wenn es auf andere Weise nicht möglich ist den Nachweis über die ordnungsgemäße Bauausführung zu bringen. Eine detaillierte Methode ist in EN 1990 (EC0) [87] Anhang D (Versuchsgestützte Bemessung) zu finden, bei welcher die Bemessung entweder durch die rechnerische Festlegung charakteristischer Werte, welche durch Teilsicherheitsbeiwerte zu dividieren sind, oder direkt durch die Bestimmung von Bemessungswerten in Abhängigkeit der erforderlichen Zuverlässigkeit erfolgt.

Im speziellen Fall der Schubtragfähigkeitsbemessung von Mauerwerk ist in EN 1996-1-1 3.6.2 (1) [13] bzw. ONR 24009 [1] vermerkt, dass die charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk aus Versuchen zu bestimmen ist, wobei die Plausibilität der Versuchsergebnisse durch Vergleichsrechnungen zu überprüfen ist.

Die Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [88] regelt in Deutschland den Ablauf von Belastungsversuchen. Auf Grundlage dieser Richtlinie wurden bereits zahlreiche Tragsicherheitsbewertungen erfolgreich durchgeführt [89], [90], [91], [92], [93], [94], [95]. Um einige prominente Beispiele zu nennen seien hier das Reichstagsgebäude in Berlin [96], das Neue Museum Berlin [97], der Keller des Rathauses in Bremen, das Stift Börstel in Osnabrück und die Kirche St. Michaelis in Hildesheim [98] erwähnt. Bei diesen Versuchen wurde eine vorab definierte Versuchsziellast aufgebracht und der Tragwerkswiderstand anschließend bewertet.

Für die Beurteilung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk bietet der Zweifeld-Schubversuch auch die Möglichkeit eine definierte Last aufzubringen, jedoch wird im folgenden Kapitel gezeigt, dass die Einflüsse auf die Bemessung noch darüber hinaus gehen.

3.4.2 Nachweis auf Grundlage einer definierten Versuchsziellast oder Zielverschiebung

Bei Anwendung der hybriden Statik nach *Steffens* [17] wird der nachzuweisende Bauteil mit einer definierten Versuchsziellast belastet, welche nach der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [88] kleiner sein muss als die rechnerische Versuchsgrenzlasterlast. Die Ermittlung der Versuchsziellast kann dabei auf Grundlage des Mindesterdbebenerfüllungsfaktors $\alpha_{min} = R_d/E_d$, welcher nach EC 8 [16] Tabelle A.3 von der Schadensfolgeklasse bzw. der Versagensfolgeklasse abhängt, erfolgen.

Eine weitere Möglichkeit zur versuchsgestützten Nachweisführung ist die Aufbringung einer definierten Zielverschiebung mit der Versuchseinrichtung des Zweifeld-Schubversuchs. Die Verschiebung wird aus der Wandgeometrie auf Grundlage des in EC 8 [16] definierten Zustands der wesentlichen Schädigung errechnet, der für primär seismische Wände mit einer Drift von 0,4 % definiert ist.

Wenn der vom Mauerwerksprobekörper entgegengebrachte Schubwiderstand ausreicht um die einwirkende Versuchsziellast ohne wesentliche Schädigung abzutragen, gilt der Nachweis des untersuchten Tragwerksteils als erbracht.

3.4.3 Nachweis auf Grundlage eines experimentell ermittelten Verhaltensbeiwerts q

In Abschnitt 3.1.1 wurde gezeigt, wie der Verhaltensbeiwert q einer Wandscheibe aus Bestandmauerwerk direkt am Objekt identifiziert werden kann und wie das nichtlineare Verhalten von Mauerwerk im Erdbebennachweis dadurch abgebildet werden kann. Somit kann die Rechengenauigkeit von nichtlinearen Verfahren, wie dem Antwortspektrumverfahren gesteigert werden. Im vorliegenden Fall konnte mit Hilfe der Tastversuche ein Verhaltensbeiwert q von 2,36 bei einer Rissöffnung $CMOD$ von 0,3 mm für die untersuchten Wandscheiben im Erdgeschoß eines Wiener Gründerzeithauses ermittelt werden. Dieser Wert ist deutlich größer, als der in der ÖNORM B 1998-3 Tabelle 5 [80] angegebene Wert von 1,5 (vgl. Abschnitt 3.3.2).

3.4.4 Nachweis auf Grundlage einer experimentell ermittelten Last-Verformungskurve

Durch die Berücksichtigung von verschiebungsbasierten Nachweisen für nichtlineare statische Analysen kann die Rechengenauigkeit gegenüber linearen Verfahren gesteigert werden. Diese nichtlinearen Verfahren sind das Push-Oververfahren nach der N2-Methode von *Fajfar* [99] und die Kapazitätsspektrummethode, welche eine Weiterentwicklung des klassischen Push-Oververfahrens ist und beispielsweise in dem Programm *MINEA* [100] implementiert ist.

In EC 8 [67] Anhang B ist die N2-Methode enthalten, wobei die darin vorgesehenen inelastischen Spektren für Stahlbetonrahmentragwerke ermittelt wurden [60] und damit keine Mauerwerkskonstruktionen berechnet werden können. In weiterer Folge wird nur die Kapazitätsspektrummethode kurz beschrieben. Die Berechnung wird mit der Aufstellung der Kapazitätskurven der Einzelwände begonnen. Dazu können entweder Werte aus der Literatur oder bspw. das Programm *MINEA* [100], in welches Ergebnisse von Schubversuchen unterschiedlicher Mauerwerkskonfigurationen auf dem Forschungsprojekt *ESEC-MaSE* implementiert wurden, herangezogen werden. Beide Varianten sind jedoch bei gründerzeitlichem

Mauerwerk schwer umzusetzen, da entsprechende Werte nur schwierig zu finden sind. Mit Hilfe des Zweifeld-Schubversuchs ist es jedoch möglich Kapazitätskurven von Einzelwänden direkt am Bestandobjekt realistisch zu erfassen (vgl. Abschnitt 3.3.3).

Anschließend werden die Kapazitätskurven der Einzelwände zur Kapazitätskurve des Gesamtgebäudes überlagert und in ein gemeinsames S_a - S_d - Diagramm transformiert, wobei das Kapazitätsspektrum bis zum Erreichen eines Plateaubereichs ansteigt und anschließend treppenförmig abfällt (siehe Abb. 3.11). Dabei entsprechen die einzelnen treppenförmigen Abfälle dem sukzessiven Versagen der Einzelwände. Der Nachweis ist erbracht, wenn sich der Schnittpunkt des Kapazitätsspektrums und des Antwortspektrums, welcher als Performance Point bezeichnet wird, im aufsteigenden Ast des Kapazitätsspektrums befindet. Für detailliertere Ausführungen wird auf [68], [76], [101], [102], [103] verwiesen.

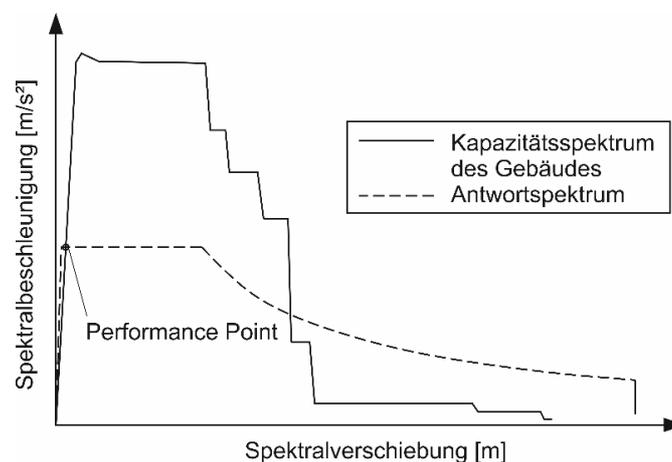


Abb. 3.11: Kapazitätsspektrummethode [68]

3.5 Zusammenfassung

Es wurde gezeigt, dass der Zweifeld-Schubversuch eine praxistaugliche Möglichkeit darstellt um den Schubtragfähigkeitsnachweis von Bestandsmauerwerk nach EC 6 [13] sowie den Erdbebennachweis von Bestandsgebäuden nach EC 8 [16] durch die direkte in-situ Bestimmung von Materialkennwerten realitätsnäher zu gestalten.

So können einzelne Wandscheiben im Sinne der hybriden Statik nach *Steffens* [17] mit einer definierten Versuchsziellast experimentell nachgewiesen werden. Außerdem ist es möglich den Verhaltensbeiwert q in-situ zu bestimmen um damit das nichtlineare Verhalten von Bestandsmauerwerk im Erdbebennachweis nach linearen Verfahren direkt an der zu bemessenden Wand zu erfassen.

Der Zweifeld-Schubversuch ermöglicht außerdem die in-situ Bestimmung von Kapazitätskurven von Bestandmauerwerk, welche in nichtlinearen Verfahren, wie die Kapazitätsspektrummethode, direkt berücksichtigt werden können.

Die Resultate der durchgeführten Tastversuche korrelieren gut mit den Ergebnissen anderer Forschungsarbeiten an vergleichbarer Bausubstanz. So konnte beispielsweise die Forderung nach einer Erhöhung der Verhaltensbeiwerte in EC 8 [67] unterstrichen werden. Darüber hinaus konnte aufgrund des hohen Detaillierungsgrads der vorliegenden Versuchsergebnisse ein Zusammenhang zwischen der Rissöffnung $CMOD$, dem Verhaltensbeiwert q und der Drift γ aufgestellt werden.

4 Bestimmung der Traglast von historischen, gemauerten Gewölben des Hochbaus unter Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme

Die folgenden Inhalte wurden bereits in *Mauerwerk – European Journal of Masonry* Heft 2 2017 unter dem Titel „Bestimmung der Traglast von historischen, gemauerten Gewölben des Hochbaus unter Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme“ veröffentlicht. Das folgende Kapitel enthält eine Beschreibung der Grundlagen der Gewölbestatik und anschließend die bereits publizierten Inhalte in ausführlicherer Form.

4.1 Grundlagen der Gewölbestatik

Um die Gewölbestatik verstehen zu können, ist es wichtig sich mit ihren Grundbegriffen, den Materialmodellen, der Systemidentifikation und der Stützlinie auseinanderzusetzen. Bautechnikgeschichtliche Betrachtungen des Gewölbebaus spiegeln die Komplexität der Wirkungsweise und der Lastabtragung dieser Tragstruktur wider, die bereits seit Jahrhunderten umgesetzt und erforscht wird. Gewölbe wurden lange Zeit nur nach tradierten Werten bzw. geometrischen Methoden konstruiert, wohingegen statische Modelle erst im Barock entwickelt wurden. In der ersten Hälfte des 18. Jahrhunderts wurden erste Quantifizierungsversuche durch *La Hire*, *Couplet* und *Belior* durchgeführt, bei denen die Stützlinie das maßgebende Kriterium darstellte. Dem historisch interessierten Leserinnen und Lesern wird an dieser Stelle auf die sehr detaillierte Monografie von *Kurrer* [104] empfohlen. Für weiterführende Recherchen zur

Statik und Lastabtragung von Gewölben wird auf [105] – [111] verwiesen. In diesem Kapitel wird lediglich auf die für die Ausarbeitung der Exzentrizitätsdiagramme wesentlichen Grundlagen der Gewölbestatik eingegangen.

4.1.1 Visualisierung der Schnittgrößen mithilfe der Stützlinie

Bei der detaillierten Auseinandersetzung mit der Gewölbestatik und der Suche nach der Stützlinie werden die Begriffe Kettenlinie und Seillinie oft angetroffen, welche grundsätzlich verschieden sind. *Trautz* [106] definiert die Begriffe wie folgt:

- Kettenlinie: Die Kettenlinie ist die Form, die ein biegeschlaffes, gleichmäßig beschaffenes Seil annimmt, welches frei zwischen zwei Punkten gehalten ist. Die mathematische Beschreibung kann durch die Integration einer Gleichlast über die zweidimensionale Wegkoordinate ermittelt werden (vgl. Gleichung (9))

$$y = \frac{H}{q^*} \cdot \sinh \left[\frac{q^*}{H} \cdot (x - C_1) \right] + C_2 \quad (9)$$

- Seillinie: Die Seillinie ist die Form eines an beiden Enden gehaltenen gewichtlosen Seils an dem im gleichen Grundrissabstand Kräfte in vertikaler Richtung angreifen. Die mathematische Herleitung gemäß Gleichung (10) lässt sich durch Integration der Lastfunktion über die Abszisse errechnen.

$$y = -\frac{q}{H} \cdot x^2 + C_1 \cdot x + C_2 \quad (10)$$

- Stützlinie: Die Stützlinie beschreibt die Lage der Spannungsergebnisse zu einer gegebenen Laststellung. Sie spiegelt die Kombination aus Biege- und Normalkraftbeanspruchung wider und ist somit die anschaulichste Darstellung des Beanspruchungszustands im Bogen. Laut *Trautz* [106] und *Pieper* [112] stellt die Konstruktion der Kettenlinie für Gewölbe mit konstanter Dicke die korrekte Stützlinie dar. Die Lage der Stützlinie in Bezug auf die Bogenkontur spiegelt den Beanspruchungszustand im Bogen wieder.

Winkler differenziert in seinem Vortrag vom 17. März 1879 deutlich zwischen Stützlinie und Seillinie:

„Wir verstehen unter Stützlinie diejenige Linie, welche die Durchschnittspunkte der Resultate der in jeder Fuge des Gewölbes wirkenden Drücke mit dieser Fuge enthält oder verbindet.“ Im Gegensatz

dazu beschreibt die Seillinie ein Gelenk-Polygon, welches mit den äußeren gedachten Einzelkräften im Gleichgewicht steht, „weil es gleichzeitig diejenige Form darstellt, welche ein Seil annehmen würde, wenn die Kräfte in entgegengesetzter Richtung [...] auf dasselbe wirkten“. Eine detaillierte Betrachtung der Unterschiede ist in [64] und [113] beschrieben. In Abb. 4.1 sind die Stützlinie sowie die Seillinie als überhöhte Projektionen dargestellt.

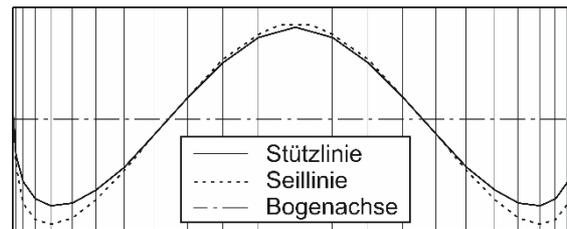


Abb. 4.1: Unterschied zwischen Seil- und Stützlinie [113]

Der Unterschied der beiden Linien ist beim ersten Blick eher gering, bei genauer Betrachtung wird jedoch deutlich, dass Stütz- und Seillinie genau an der Stelle deutlich voneinander abweichen, an welcher der Nachweis geführt werden muss. Dort ergibt die Seillinie eine deutlich größere Querschnittsausnutzung, was im Extremfall dazu führen kann, dass die Seillinie den Querschnitt verlässt, wohingegen die Stützlinie noch innerhalb des Intrados bleibt, was im Standsicherheitsnachweis einen wesentlichen Unterschied darstellt.

In der Literatur wird die Wahl der Konstruktionsmethode kontrovers diskutiert. Bspw. konnte *Trautz* [106] mit der Anwendung der Kettenlinienmethode gute Ergebnisse erzielen, wohingegen *Krausz* [107] die Anwendung der Methode als „unzweckmäßig“ beschreibt. In Abb. 4.2 wird jedoch deutlich, dass der Unterschied bei flachen Gewölben des Hochbaus, welche Gegenstand dieser Arbeit sind, marginal ausfällt. Dabei sind beide Linien für den Fall eines flachen Bogens unter Gleichlast dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Linien nur wenig von der Form einer quadratischen Parabel abweichen.

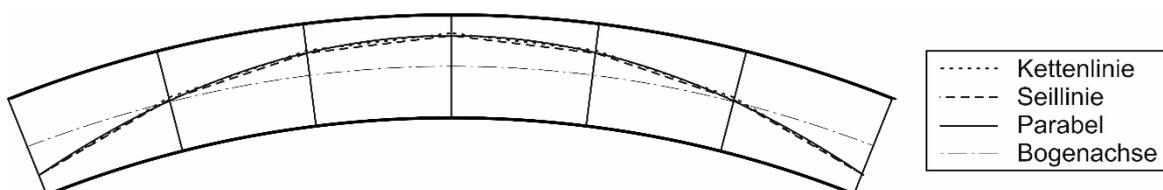


Abb. 4.2: Vergleich der Stützlinie mit einer quadratischen Parabel am flachen Bogen

Laut dem Statischen Satz (unterer Grenzwert der Traglast) ist die Standsicherheit eines Bogens gegeben, wenn sich ein möglicher Gleichgewichtszustand im Bogen finden lässt, also, wenn sich die Stützlinie vollständig innerhalb des Querschnitts befindet. Baupraktisch ist jedoch die Anwendung geeigneter Sicherheitsfaktoren notwendig, wofür die folgenden drei Methoden zur Nachweisführung zur Verfügung stehen:

- Stützlinie innerhalb eines Teilbereichs des Querschnitts: Zur Nachweisführung wird ein Bereich, welcher mit der ersten bzw. der zweiten Kernweite gleichzusetzen ist, innerhalb des Querschnitts definiert, den die Stützlinie nicht verlassen darf. Diese Vorgehensweise entspricht dem Konzept von *Heyman* [114] welcher einen geometrischen Sicherheitsfaktor definiert. Mit der Einhaltung der Bedingung $|e| \leq d/6$ werden klaffende Fugen unter Eigenlast ausgeschlossen.
- Minimal- und Maximalstützlinie: Die Konstruktion der Minimal- bzw. Maximalstützlinie ist ein geeignetes Mittel zur Identifikation des minimalen bzw. maximalen Bogenschubs den die Bogenkonstruktion auf die Widerlager ausübt. Darüber hinaus ist sie ein Mittel zur Berücksichtigung von Veränderungen der Auflagerbedingungen. Nach außen nachgiebige Widerlager führen zur geringstmöglichen Auflagerreaktion H_{min} , wohingegen nach innen nachgiebige Widerlager zur maximalen Auflagerreaktion H_{max} führen. (vgl. Abb. 4.3 und Abschnitt 4.1.3)

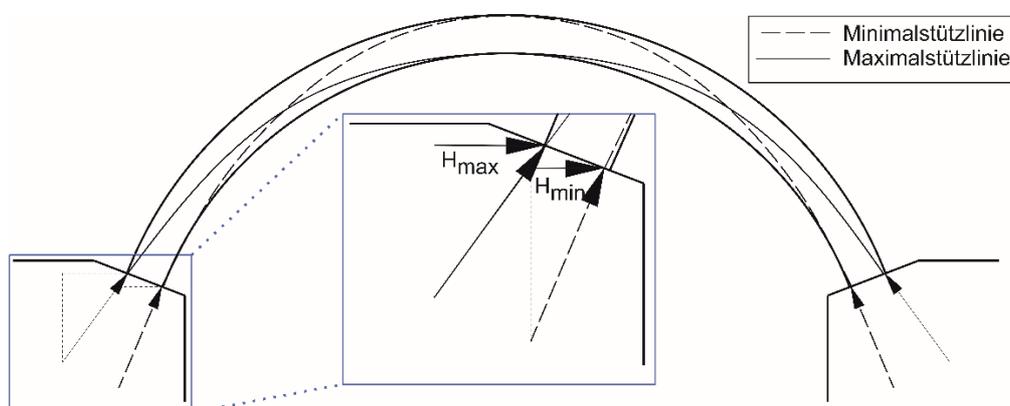


Abb. 4.3: Veranschaulichung der Minimal- und Maximalstützlinie [113]

- Kritischer Lastfaktor: Der kritische Lastfaktor λ_{krit} ist jenes Maß um den eine ungünstig wirkende Einwirkung maximal gesteigert werden kann, bis ein Versagen der Konstruktion eintritt. Diese Methode findet insbesondere bei der Untersuchung des Einflusses der Hinführung Anwendung.

In der gängigen Ingenieurpraxis werden jedoch simple Lösungen mit konventionellen Stabwerksprogrammen bevorzugt [105]. Für deren Anwendung ist jedoch eine detaillierte Kenntnis der Stützlinie sowie das Verständnis des Versagensmechanismus und der unterschiedlichen Materialmodelle notwendig.

4.1.2 Versagensmechanismus von Gewölben mit starren Widerlagern

Das lokale Versagen von Gewölben aus Mauerwerk unter vertikalen Lasten entspricht dem Druckversagen zufolge einer exzentrisch angreifenden Normalkraft. Bei Mauerwerkskonstruktionen entsteht bei wachsender Druckbelastung durch die vom Ziegel behinderte Querdehnung ein quasi hydrostatischer Spannungszustand im Mörtel, wodurch seine Druckfestigkeit überschritten werden kann und im Ziegel Querkzugspannungen entstehen. Wird die Zugfestigkeit des Ziegels überschritten, entstehen Risse parallel zur Krafrichtung (Längsrisse), wo die Querdehnung des Mörtels nicht mehr behindert wird und die dreiaxiale Druckfestigkeit des Mörtels abfällt. Diesen Effekt bezeichnet *Trautz* [106] als Delamination des Querschnitts. Bei zunehmender Längsrissbildung wird das Querschnittstragverhalten inelastischer, bis beim Erreichen der Druckfestigkeit von Mauerwerk das Versagen eintritt. Die Delamination des Querschnitts bewirkt eine Bewegung der Stützlinie – bzw. der Spannungsergebnierenden – zur Schwerachse. Im vollständig rissdurchsetzten Zustand werden die Exzentrizitäten minimal.

Bei der Definition der Mauerwerksdruckfestigkeit ist jedoch das richtungsabhängige Verhalten der Ziegel zu beachten. Entsprechende Abminderungsfaktoren sind in [30] zu finden.

Durch die Delamination des Querschnitts einerseits und durch die Fugenklaffung andererseits verhält sich der Bogen auch dann nichtlinear, wenn das Mauerwerk perfekt linear-elastisches Materialverhalten aufweist.

Bei steigender Beanspruchung im Bogen wird auch der Plastifizierungsgrad γ im Querschnitt größer. Die möglichen Beanspruchungszustände sind in Abb. 4.4 übersichtlich zusammengefasst. Die Delamination des Querschnitts nach *Trautz* [106] gelangt dabei aufgrund der Widerlegung durch *Krausz* [107], nicht direkt zur Anwendung.

Die im Hochbau üblichen Schlankheiten von Bogentragwerken lassen eine Idealisierung als gekrümmter Balken zu, wodurch die Bernoulli-Hypothese vom Eben-Bleiben der Querschnitte als gültig angenommen werden kann.

In Abb. 4.4 sind die Normalspannungsverläufe sowie die Lage der Spannungsergebnisse bei steigender Normalkraft an einer Fuge eines Bogentragwerks verdeutlicht. Dabei werden die folgenden Zustände unterschieden:

- (a) Linear-elastisch ohne Fugenklaffung: Eine gegenüber der Biegespannung deutlich überwiegende Druckspannung führt zu diesem Spannungszustand. Da am unteren Querschnittsrand eine Druckspannung σ_u herrscht, kommt es zu keiner Fugenklaffung. Das Materialverhalten ist linear-elastisch. Die Querschnittstragfähigkeit ist erreicht, wenn die Druckspannung am Extrados σ_o die Druckfestigkeit f_k erreicht. Die maximal aufnehmbare Normalkraft ergibt sich zu:

$$N = \frac{f_k + \sigma_u}{2} \cdot h \cdot b \quad (11)$$

- (b) Linear-elastisch, beginnende Fugenklaffung: Bei diesem Spannungszustand ist das Biegemoment gerade so groß, dass die unterste Querschnittsfaser spannungsfrei wird, womit die Fugenklaffung beginnt. Die maximal aufnehmbare Normalkraft wird wie folgt definiert:

$$N = \frac{f_k}{2} \cdot h \cdot b \quad (12)$$

- (c) Elastisch klaffende Fuge: Bei weiter ansteigender Momentenbeanspruchung ändert die Spannung an der untersten Querschnittsfaser ihr Vorzeichen. Da angenommen wird, dass Mauerwerk keine Zugfestigkeit aufnehmen kann, kommt es zu einer klaffenden Fuge. Die benachbarten Steine übertragen die Druckspannung nur noch über die reduzierte Höhe h' , wo sich ein dreiecksförmiger linearer Spannungsverlauf einstellt. Vom Querschnitt kann noch die folgende Normalkraft aufgenommen werden:

$$N = \frac{f_k}{2} \cdot h' \cdot b \quad (13)$$

Bei einer weiteren Steigerung der Momentenbeanspruchung wird die Fugenklaffung größer und die Druckzonenhöhe h' geringer. Das Materialverhalten ist noch linear-elastisch, jedoch ist das Last-Verformungsverhalten des Gesamttragwerks aufgrund der lastabhängigen Größe der Druckzonenhöhe h' nichtlinear.

- (d) Elastisch-plastisch klaffende Fuge: Nach Überschreitung der Mauerwerksdruckfestigkeit wird das Materialverhalten inelastisch. Es wird ein linear-elastisches ideal-plastisches Verhalten angenommen, demzufolge nach dem Erreichen der Druckfestigkeit die aufnehmbare Druckspannung konstant bleibt und sich ein plastischer Bereich ausbildet. Die Größe dieses Bereichs wird durch den Plastifizierungsgrad $\gamma = h/h'$ ($0 \leq \gamma < 1$) angegeben. Die maximal aufnehmbare Normalkraft ergibt sich zu:

$$N = \frac{f_k}{2} \cdot h'(1 + \gamma) \cdot b \quad (14)$$

- (e) Vollständig plastifizierte Druckzone mit klaffender Fuge: Der maximal mögliche Plastifizierungsgrad wird in der Literatur kontrovers diskutiert. Der Plastifizierungsgrad $\gamma = 1$ wird hier eher als Randfall betrachtet, jedoch der Vollständigkeit halber erwähnt. *Warnecke* [40] empfiehlt aufgrund der begrenzten Duktilität von Mauerwerk einen maximalen Wert von $\gamma = 0,5$. Die sich im Fall einer voll durchplastizierten Druckzone ergebende aufnehmbare Normalkraft ist wie folgt zu berechnen:

$$N = f_k \cdot h' \cdot b \quad (15)$$

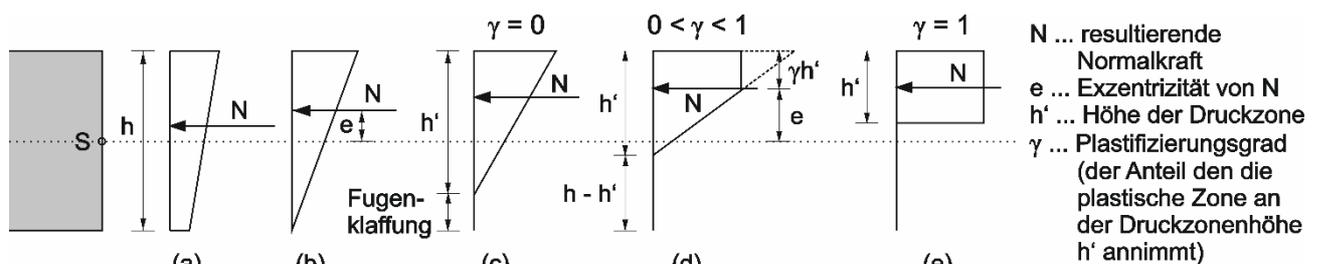


Abb. 4.4: Normalspannungszustände in einer Lagerfuge mit steigendem Plastifizierungsgrad γ [18]

In einer M-N-Interaktionsbeziehung können die eben beschriebenen Belastungszustände und das entsprechende Materialverhalten gut visualisiert werden. Eine solche ist in Abb. 4.5 dargestellt. Dabei ist auf der Abszisse die bezogene Normalkraft $n = N/N_{pl}$ und auf der Ordinate das bezogene Moment $m = M/M_{pl}$ aufgetragen. Die detaillierte Herleitung der Interaktionsbeziehung ist in [105] zu finden.

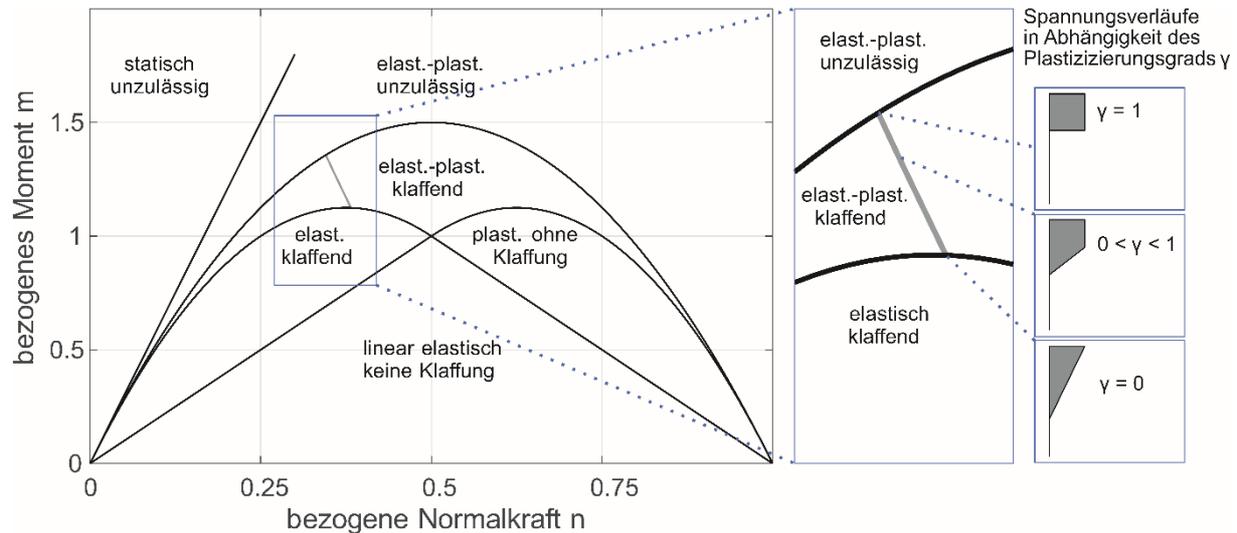


Abb. 4.5: Spannungszustände in der M-N-Interaktionsbeziehung eines gemauerten Bogens [18]

4.1.3 Versagensmechanismus von Gewölben mit nachgiebigen Widerlagern

Das Nachgeben der Widerlager wird von Heyman [114] unter Einbeziehung von Pippards Hypothesen als eigener Lastfall im Grenzzustand definiert, da dadurch das Tragverhalten von Gewölben stark beeinflusst wird. Es entstehen Bruchstellen (diskrete Versagenslokalitäten), welche durch Starrkörperverdrehungen um den exzentrischen Punkt mit dem größten Hebelsarm hervorgerufen werden. Durch fortschreitende Rissbildung im Querschnitt wird die Stützlinie steiler, was ebenfalls eine steiler werdende resultierende Auflagerkraft bedeutet [106], [109]. Die vom Eigengewicht bestimmte vertikale Auflagerkraft bleibt konstant, wohingegen die horizontale Kraftkomponente abnehmen muss, da sich ansonsten die Kräfte nicht im Gleichgewicht befänden. Die steilst mögliche Form der Stützlinie ist erreicht, wenn sie an drei Punkten den Bogenrand berührt. Bei weiterer Steigerung der Auflagerverschiebung bleibt der Gewölbeschub konstant [109], [110]. In Abb. 4.6 ist zu sehen, dass ab dem Erreichen eines Grenzwertes der horizontalen Auflagerverschiebung, ein Extremwert der resultierenden Horizontalkraft er-

reicht ist. *Barthel* [109] hat anhand unterschiedlicher Gewölbegeometrien gezeigt, dass dieser Grenzwert bereits bei Verschiebungen im Bereich weniger Millimeter erreicht ist. Die Widerlagerverschiebung bewirkt also kleiner werdende Normalkräfte im Bogen und darüber hinaus wird die Struktur durch fortschreitende Rissbildung weicher, was dazu führt, dass sich der Abfall der Normalkraft verlangsamt. Kleiner werdende Normalkräfte im Bogen bedingen ebenfalls kleiner werdende horizontale Auflagerreaktionen (Bogenshub). Diese gehen gegen den Grenzwert des Gewölbeschubs beim Dreigelenkbogen. Eine weitere Steigerung der Widerlagerverschiebung hat lt. *Holzer* [2] im Rahmen der geometrisch linearen Theorie keine Auswirkung auf den Beanspruchungszustand im Bogen.

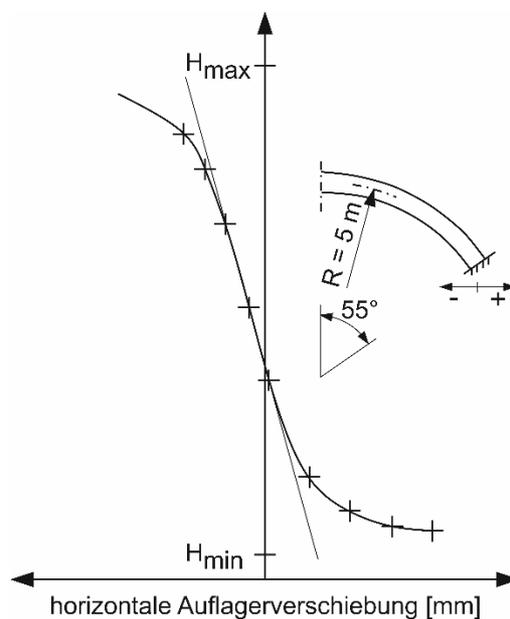


Abb. 4.6: Einfluss einer horizontalen Auflagerverschiebung auf die resultierende Horizontalkraft H [109]

Die Starrkörperanalyse ist ein simples Werkzeug zur Beurteilung der maximal möglichen Auflagerverschiebung. Bei dieser, von mechanischen Eigenschaften unabhängigen Methode, wird der Bogen als System starrer Körper, welche durch Gelenke verbunden sind idealisiert. Die Gelenkpositionen entsprechen dabei den am realen Gewölbe aufgetretenen Risspositionen. Die Auflagerverschiebung kann so lange gesteigert werden, bis die Verbindungslinie aller Gelenke horizontal verläuft (vgl. Abb. 4.7). Bei einer weiteren Scheitelabsenkung kommt es zum Versagen im Sinne eines Verzweigungsproblems (Durchschlagen) [110].

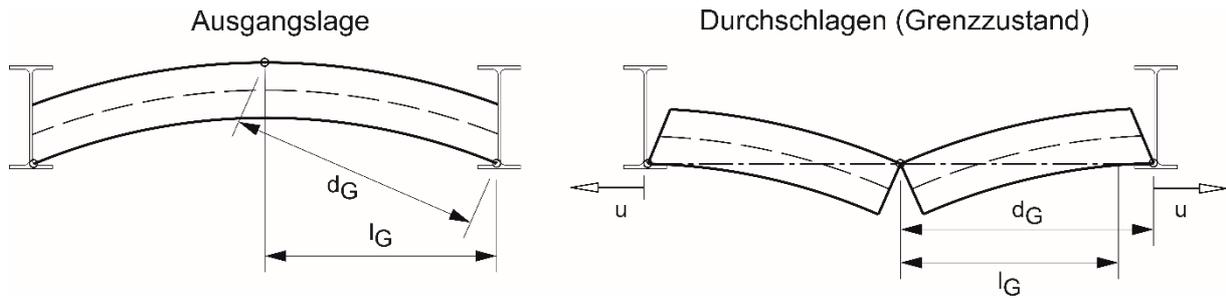


Abb. 4.7: Starrkörperanalyse am Beispiel eines flachen Gewölbes [110]

Die mathematische Formulierung des in Abb. 4.7 dargestellten Grenzwerts lautet [110]:

$$u_{Grenz} = d_G - l_G \quad (16)$$

Mit Hilfe der Starrkörperanalyse kann folglich die maximale Auflagerverschiebung bestimmt werden. Es ist zu beachten, dass der Einfluss nachgiebiger Widerlager bei flachen Gewölben deutlicher ausfällt als bei steilen. Während bei flachen Bögen Auflagerverschiebungen in der Größenordnung weniger cm die Traglast bereits gefährden können, haben steile Gewölbe genügend Tragreserven um, wie in Abb. 4.8 ersichtlich, auch Auflagerverschiebungen von bis zu 30 % der Spannweite aufzunehmen.



Abb. 4.8: Sehr große Auflagerverschiebung an einem Tonnengewölbe, Burggrube Altenstein, Unterfranken [113]

Die vorhandene Tragreserve eines Bogens im Bestand kann nach *Holzer* [105] als Quotient der vorhandenen Auflagerverschiebung zur maximal möglichen Auflagerverschiebung angegeben werden.

4.2 Exzentrizitätsdiragramme

4.2.1 Motivation

In Abschnitt 0 wurden einige Grundlagen gezeigt, die das Tragverhalten von Gewölben erheblich beeinflussen. Demnach ist für eine realistische Berechnung der Traglast eine detaillierte Betrachtung zahlreicher Faktoren wie beispielsweise die Nichtlinearität der Lastabtragung, die mechanischen Eigenschaften des Bogenmaterials und die Stützlinie, erforderlich.

In der Baupraxis ist der/die StatikerIn jedoch regelmäßig mit dem Nachweis von flachen Ziegelgewölbedecken, wie sie als Kellerdecken in zahlreichen Wohngebäuden der Wiener Gründerzeit vorkommen, konfrontiert. Da für diesen Fall eine zeitaufwändige detaillierte Analyseverfahren meistens nicht lohnend ist, ist ein großer Bedarf an einfach umzusetzenden Rechenschemata mit Standard-Statiksoftware vorhanden. In der Literatur ist der Modellierungsansatz als Dreigelenkbogen mit exzentrisch angreifenden Gelenken zu finden, welcher leicht mit den üblichen Stabwerksprogrammen umzusetzen ist. In *Holzer* [105] und *Castigliano* (z.B. in *Bagio* [115]) ist dieser Ansatz zu finden, wobei die Stabexzentrizität ohne weitere Differenzierung $1/3$ der Bogendicke beträgt. Somit können zahlreiche wichtige Einflussfaktoren nicht im Stabwerksmodell abgebildet werden. Es bedarf also einer differenzierten Betrachtung.

Die in diesem Forschungsprojekt auf Grundlage umfangreicher experimenteller Untersuchungen entwickelten Exzentrizitätsdiagramme ermöglichen die Bestimmung der Gelenksexzentrizitäten in Abhängigkeit der Geometrie, des Plastifizierungsgrads von Mauerwerk, einer lastbedingten Vorschädigung, eventueller Widerlagerverschiebungen, sowie der Lager der Stützlinie. Das Ziel des Forschungsprojektes ist es eine Modellbildung zu finden um die Traglast mit Standard-Statiksoftware realistisch bestimmen zu können.

4.2.2 Methodik

Die Exzentrizitätsdiagramme wurden auf Basis experimenteller Untersuchungen entwickelt. Dazu wurden flache Mauerwerksgewölbe in einem Reaktionsrahmen mit hydraulischen Pressen bis zum Versagen beansprucht und dabei die Last sowie die Verformungen an zahlreichen Messpunkten aufgezeichnet. Es

wurden Versuchsreihen mit unterschiedlichen Spannweite/Stich (l/t)-Verhältnissen mit starren Kämpferpunkten sowie mit eingepprägten horizontalen Widerlagerverschiebungen von 1,5 % der Stützweite untersucht [116]. Der in Abb. 4.9 gezeigte Versuchsaufbau umfasste die folgenden Bestandteile:

- (1) Reaktionsrahmen
- (2) Hydraulikzylinder
- (3) Hohlprofile (100 x 50 x 5) zur Lasteinleitung
- (4) Modellgewölbe (l/t -Verhältnisse variieren)
- (5) Messpunkte zur Verformungsmessung durch Videoextensometer

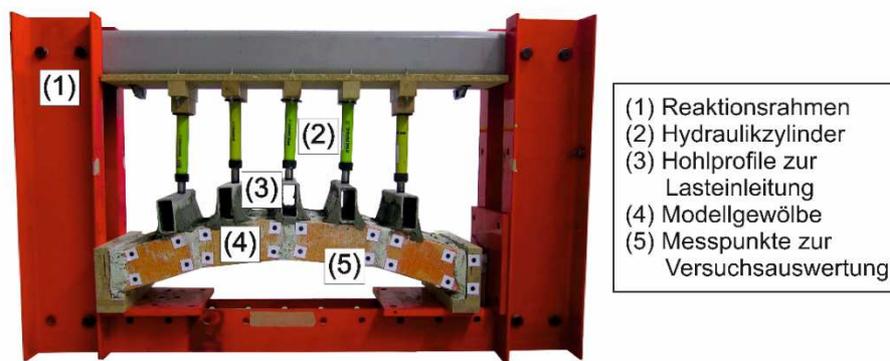


Abb. 4.9: Versuchsaufbau

In Abb. 4.10 sind zwei Probekörper mit unterschiedlichen l/t -Verhältnissen während der Versuchsdurchführung zu sehen. Dabei ist der unbelastete Zustand links und der belastete Zustand rechts mit deutlicher Fugenklaffung unmittelbar vor dem Erreichen der Traglast zu sehen.

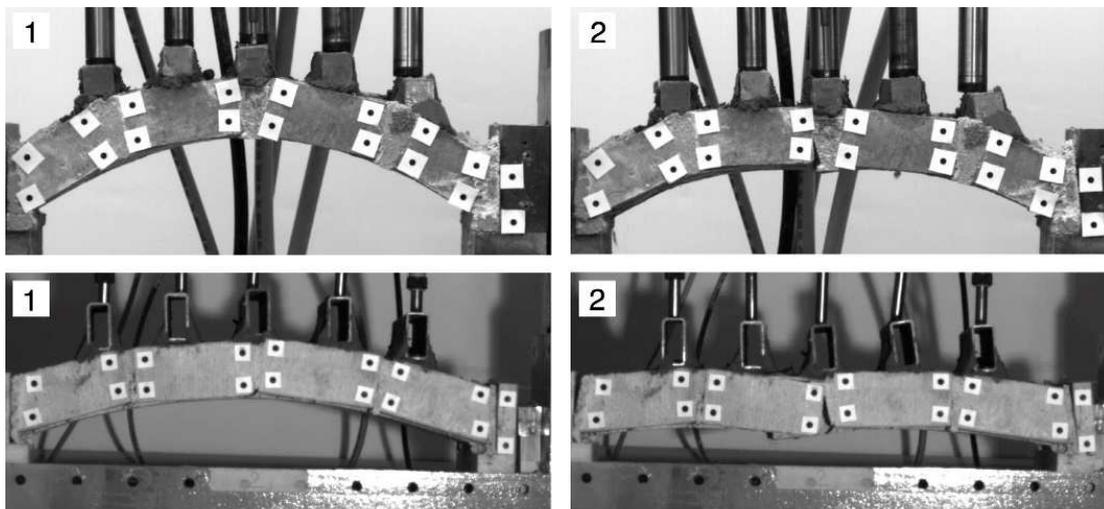


Abb. 4.10: Oben: Gewölbe mit $l/t = 5$ in unbelastetem (1) und verformtem Zustand (2); Unten: Gewölbe mit $l/t = 10$ in unbelastetem (1) und verformtem Zustand (2)

Mit den Versuchsergebnissen wird das Rechenmodell eines Dreigelenkbogens mit exzentrischen Gelenken, wie es in Abb. 4.11 dargestellt ist, iterativ angepasst. Dabei wird mit der Gelenkposition der Verlauf der Stützlinie sowie das inelastische Tragverhalten der Gesamtstruktur berücksichtigt.

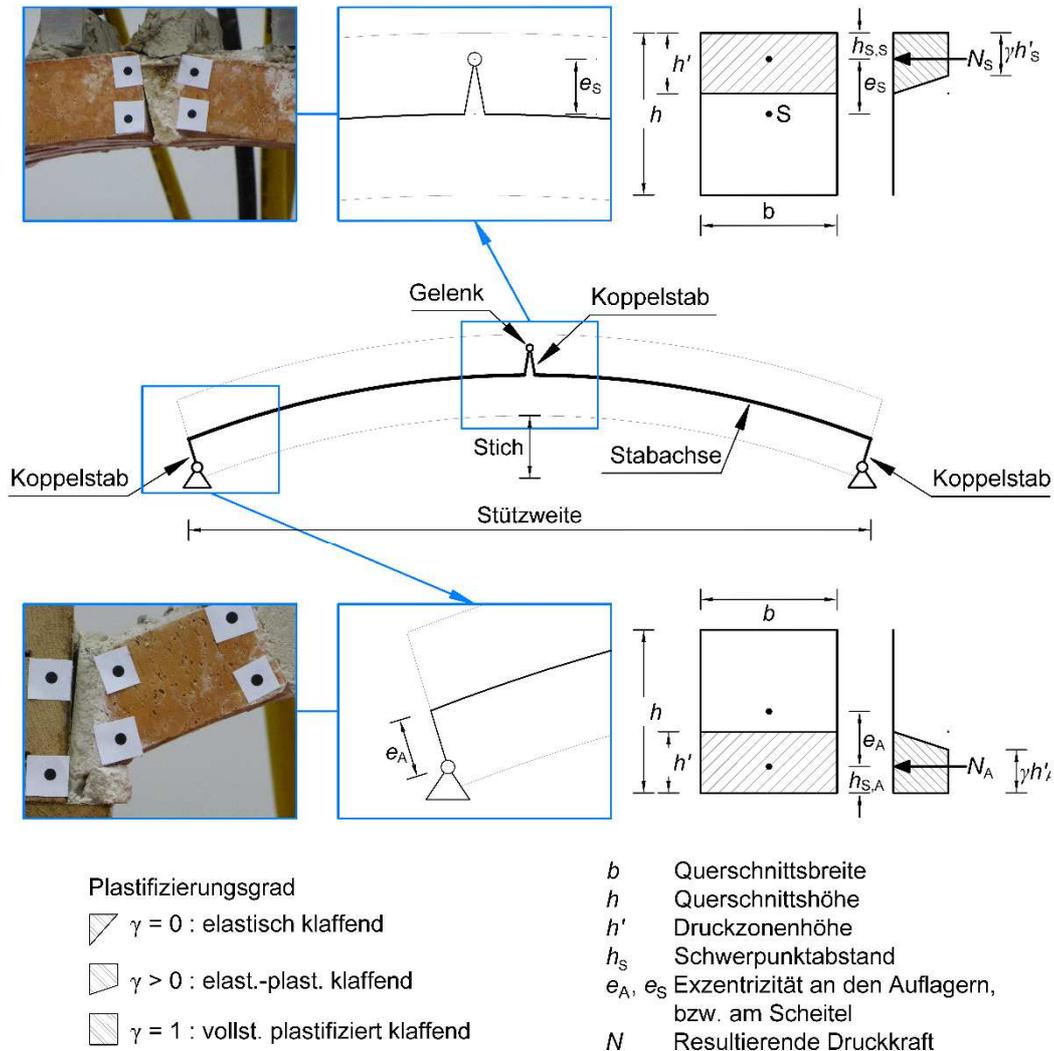


Abb. 4.11: Modellbildung als Dreigelenkbogen mit exzentrischen Gelenken [18]

Die Versuchsauswertung erfolgte iterativ nach dem in Abb. 4.12 dargestellten Schema. Dabei wurde die Exzentrizität an den Auflagern e_a bzw. am Scheitel e_s variiert bis sich ein Versagen bei der experimentell bestimmten Traglast einstellte, wobei der Plastifizierungsgrad γ von 0 bis 1 variiert wurde. Es wurden sowohl die Versuchsreihen mit festen als auch mit verschieblichen Widerlagern ausgewertet.

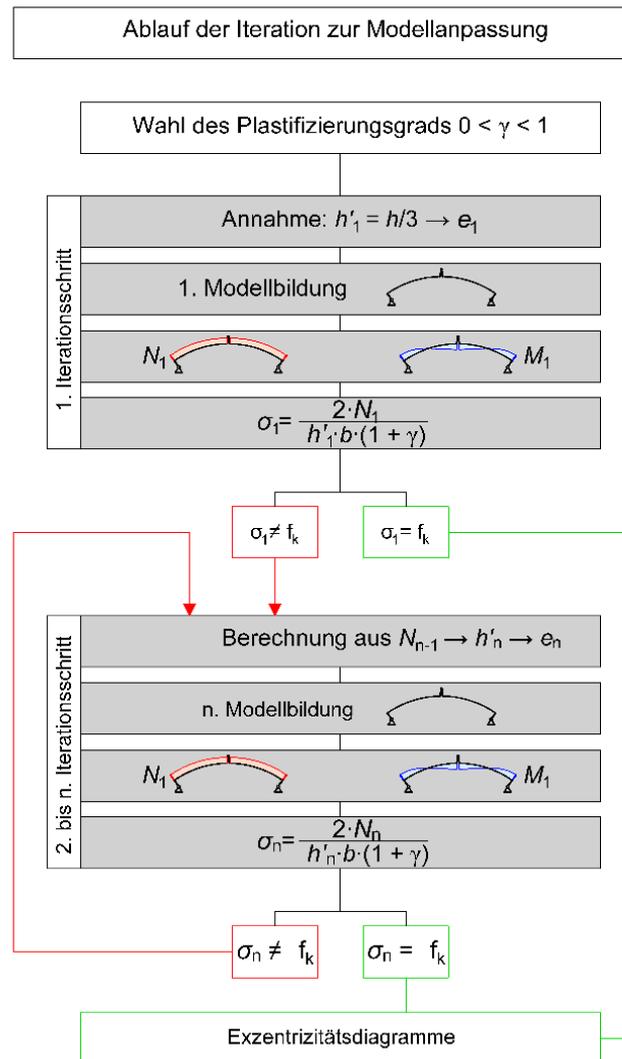


Abb. 4.12: Ablauf der Iteration zur Modellanpassung mit experimentell ermittelten Ergebnissen

Die iterativ ermittelten Exzentrizitäten wurden in Abhängigkeit der unterschiedlichen Bogengeometrien, ausgedrückt durch das Spannweite/Bogenstich (l/t)-Verhältnis, in einem Diagramm aufgetragen, wobei die fehlenden Werte interpoliert wurden.

Zur Berücksichtigung der lastbedingten Scheitelabsenkung der Bogenstruktur wurde der Belastungsfaktor P eingeführt. Die auf diese Weise ermittelten Exzentrizitätsdiagramme (Abb. 4.13 bis Abb. 4.20) sowie deren Anwendung sind in Abschnitt 4.3 beschrieben.

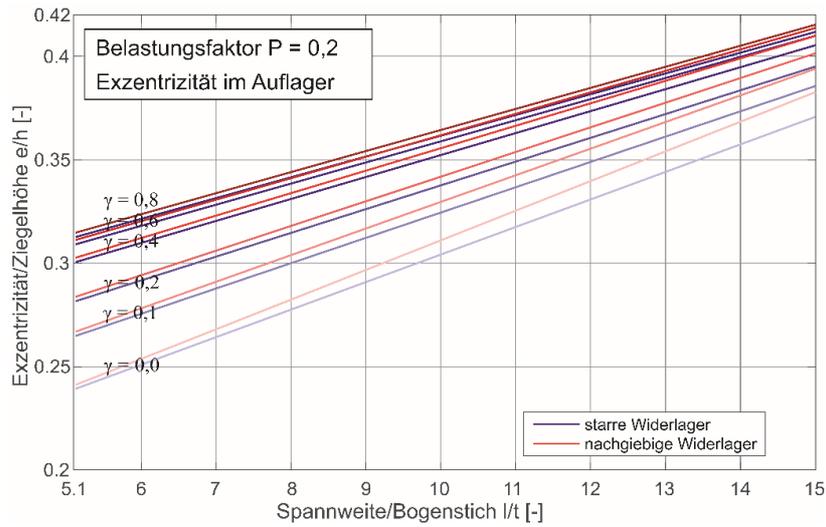


Abb. 4.13: Exzentrizitätsdiagramm zur Bestimmung der Exzentrizität im Auflager bei $P = 0,2$

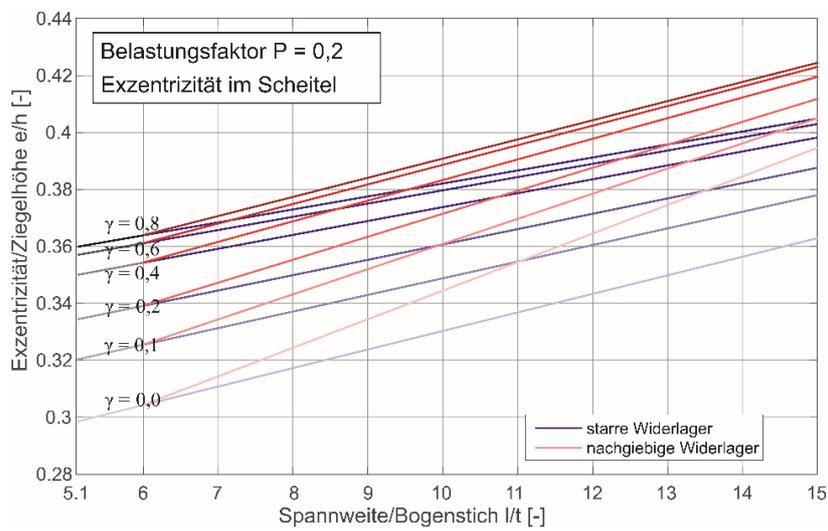


Abb. 4.14: Exzentrizitätsdiagramm zur Bestimmung der Exzentrizität im Scheitel bei $P = 0,2$

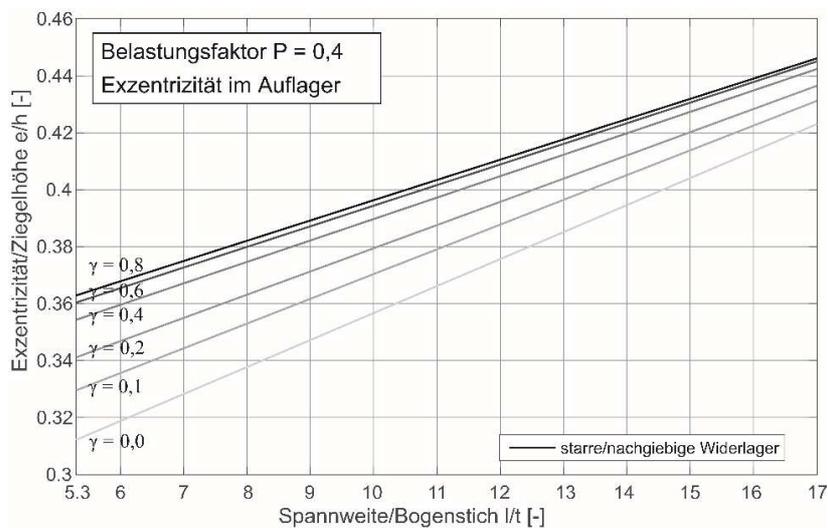


Abb. 4.15: Exzentrizitätsdiagramm zur Bestimmung der Exzentrizität im Auflager bei $P = 0,4$

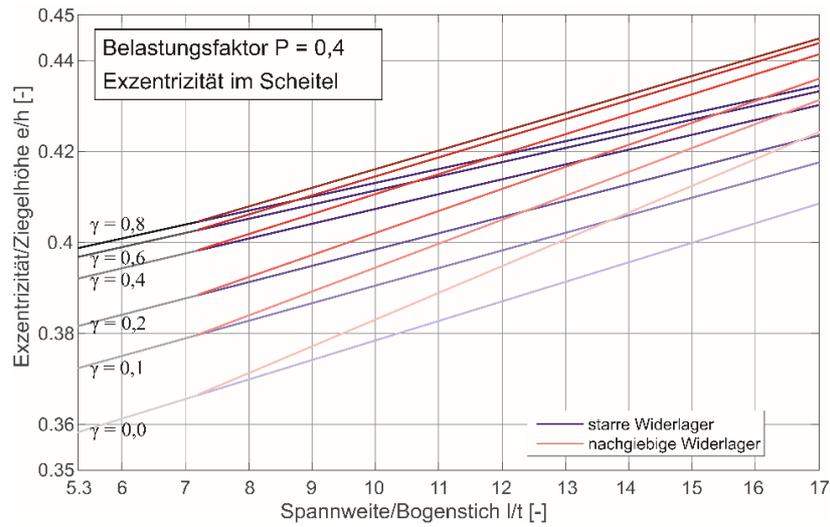


Abb. 4.16: Exzentrizitätsdiagramm zur Bestimmung der Exzentrizität im Scheitel bei $P = 0,4$

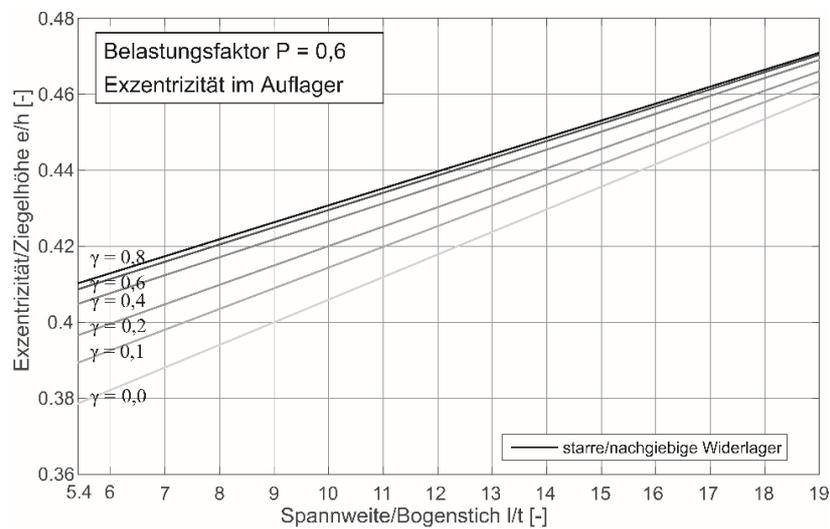


Abb. 4.17: Exzentrizitätsdiagramm zur Bestimmung der Exzentrizität im Auflager bei $P = 0,6$

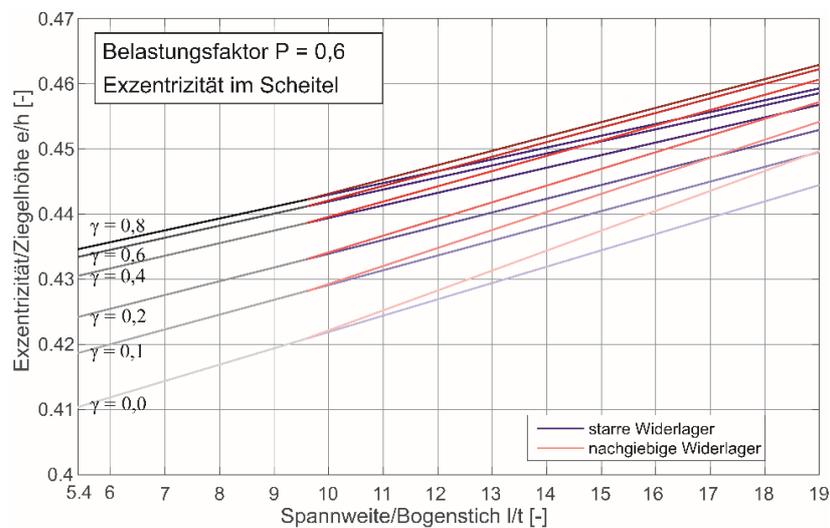


Abb. 4.18: Exzentrizitätsdiagramm zur Bestimmung der Exzentrizität im Scheitel bei $P = 0,6$

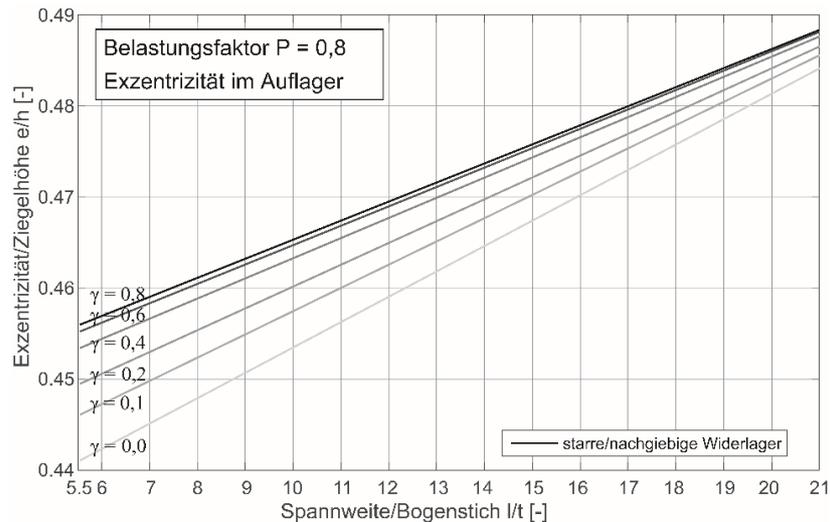


Abb. 4.19: Exzentrizitätsdiagramm zur Bestimmung der Exzentrizität im Auflager bei $P = 0,8$

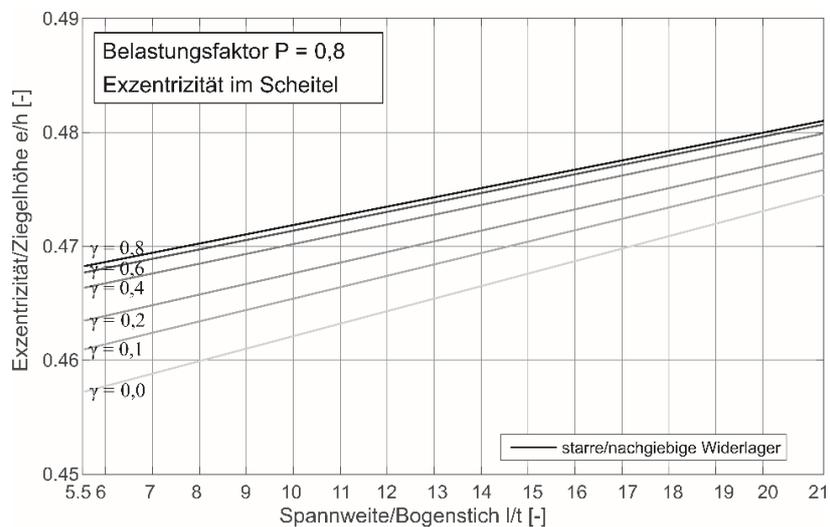


Abb. 4.20: Exzentrizitätsdiagramm zur Bestimmung der Exzentrizität im Scheitel bei $P = 0,8$

4.3 Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme

Das Dreigelenkbogenmodell mit exzentrischen Gelenken, deren Position mit den Exzentrizitätsdiagrammen ermittelt wurde, ermöglicht die realistische Traglastberechnung von flachen Ziegelgewölbedecken. Diese Methode wurde für gründerzeitliche Deckenkonstruktionen des Wohnbaus entwickelt und ist somit nur für die Bemessung von Platzdecken, also flachen Ziegelgewölben zwischen Walzeisenträgern (Traversen) mit den üblichen Spannweiten l von maximal 8,00 m, üblichen Stichhöhen t von $l/8$ bis $l/12$ und einer Gewölbstärke, die der Höhe eines Ziegels entspricht [4], geeignet. Ein Ablaufschema zur Ermittlung der Traglast einer Platzdecke ist in Abb. 4.21 angegeben:

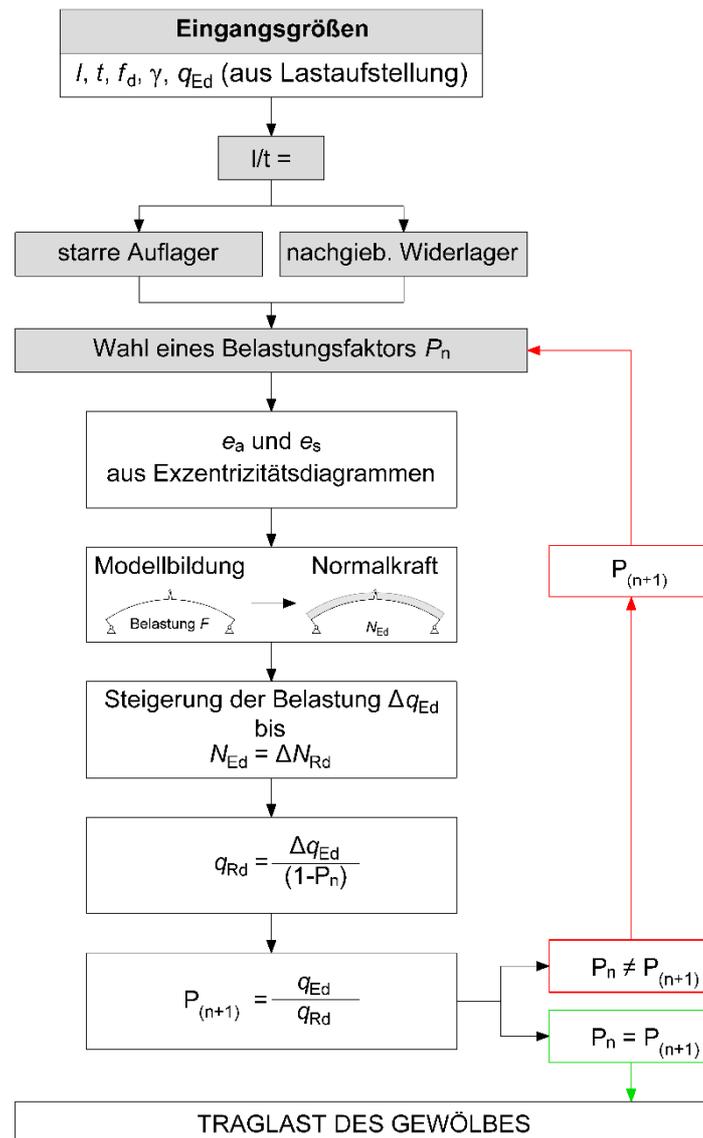


Abb. 4.21: Ablaufschema zur Ermittlung der Traglast unter Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme [18]

Die folgenden Eingangsgrößen müssen anfangs festgelegt werden:

- Geometrie, ausgedrückt als l/t -Verhältnis;
- Materialverhalten: Die Mauerwerksdruckfestigkeit ist für die Ermittlung der Traglast des Gewölbes maßgebend und sollte direkt am Objekt ermittelt werden. Außerdem muss ein Plastifizierungsgrad γ festgelegt werden. Aufgrund der begrenzten Duktilität von Mauerwerk sollte dieser lt. *Warnecke* [40] maximal 0,5 betragen. Somit hat der/die Planer/In die Möglichkeit unterschiedliche Spannungszustände auf der Widerstandsseite zu berücksichtigen (vgl. Abb. 4.4);

- Lastannahmen;
- Belastungsfaktor P_1 : Mit dem Belastungsfaktor P_1 können lastbedingte Verformungen (Scheitelabsenkung) berücksichtigt werden. Für historische Gewölbe sollte der Belastungsfaktor von 0,8 nicht überschritten werden, da Effekte wie das Schwinden des Mauermörtels, bzw. Vorschädigungen, welche die Scheitelabsenkung vergrößern, im Objekt nur schwer erfasst werden können. Der Belastungsfaktor P_1 wird anfangs angenommen und anschließend iterativ angepasst:
- Nachgiebigkeit der Widerlager: Die Widerlagersituation muss direkt im Bestandsgebäude begutachtet werden. Dabei muss festgestellt werden, ob diese als nachgiebig, bzw. als starr anzusetzen sind;

Nach Festlegung dieser Eingangsgrößen können aus den Exzentrizitätsdiagrammen, die in Abb. 4.13 bis Abb. 4.20 gezeigt sind, die Gelenksexzentrizitäten in den Auflagern und im Scheitel abgelesen werden. Anschließend kann ein Dreigelenkbogenmodell, wie es in Abb. 4.22 dargestellt ist, in ein Stabwerksprogramm eingegeben werden. Dabei wird der Stabzug als Balkenstab mit Rechteckquerschnitt und diskreten Mauerwerkseigenschaften, der am Scheitel unterbrochen ist, modelliert. Die Gelenke befinden sich an Koppelstäben, also an virtuellen Stäben mit sehr großer Steifigkeit, mit einem biegesteifen Anschluss am Stabanfang und einem gelenkigen Anschluss am Stabende.

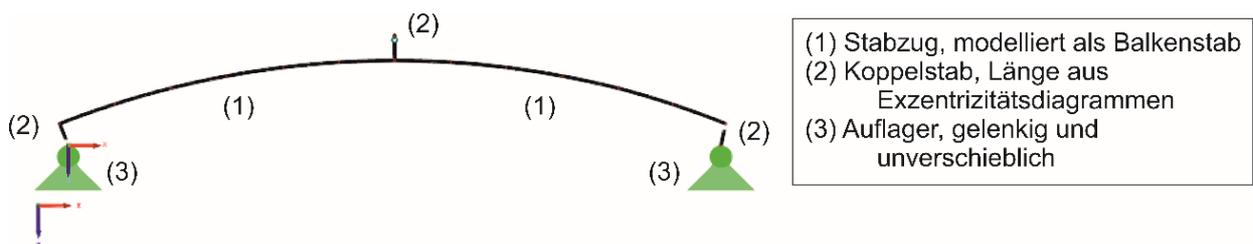


Abb. 4.22: Modelleingabe in Stabwerksprogramm

Nach der Modellierung der Struktur in einem Stabwerksprogramm kann die einwirkende Last Δq_{Ed} so lange gesteigert werden, bis sich im Querschnitt die Grenznormalkraft ΔN_{Rd} nach Gleichung (17) einstellt.

$$\Delta N_{Rd} = \frac{f_d}{2} \cdot \frac{3 \cdot (0,5 h - e) \cdot (\gamma + 1)^2}{\gamma^2 + \gamma + 1} \cdot b \quad (17)$$

mit

f_d ... Mauerwerksdruckfestigkeit nach EN 1996 (EC 6) [N/mm²]

h, b ... Höhe bzw. Breite des Querschnitts [mm]

e ... Exzentrizität (Länge des Koppelstabs) an der maßgebenden Stelle (Auflager oder Scheitel)
[mm]

γ ... Plastifizierungsgrad [-]

Anschließend muss der zuvor angenommene Belastungsfaktor P_1 nach der folgenden Vorgehensweise überprüft werden:

$$P_n = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} \quad (18)$$

mit

$$q_{Rd} = \frac{\Delta q_{Ed}}{(1 - P_n)} \quad (19)$$

dabei sind:

q_{Ed} ... Belastung aus Lastaufstellung [kN/m]

Δq_{Ed} ... erforderliche Belastung damit $N_{Ed} = \Delta N_{Rd}$ [kN/m]

q_{Rd} ... Traglast [kN/m]

Der Belastungsfaktor P_n wird so lange variiert, bis die Bedingung $P_n = P_{(n+1)}$ erfüllt ist. Es wird also bei jedem Iterationsschritt ein neues Modell mit geänderten Gelenksexzentrizitäten generiert. Die sich nach der abgeschlossenen Iteration ergebende Last stellt die Grenztraglast des Gewölbes dar.

4.4 Vergleich mit anderen Methoden

Im folgenden Abschnitt wird die Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme an zwei Beispielen gezeigt. Dabei werden die Taglasten, welche anhand von vier verschiedenen Modellen, wie sie in Abb. 4.23 gegenübergestellt sind, ermittelt und anschließend verglichen.

Es werden die folgenden Modelle unterschieden:

- Modell 1: Es handelt sich um ein Dreigelenkbogenmodell mit exzentrischen Gelenken, die an Koppelstäben angeordnet sind. Die Länge der Koppelstäbe wurde mit Hilfe der Exzentrizitätsdiagramme ermittelt.

- Modell 2: Die Modellbildung erfolgt ähnlich wie in Modell 1, jedoch beträgt die Länge der Koppelstäbe ein Drittel der Querschnittshöhe. Modell 2 entspricht der in Holzer [105] empfohlenen Modellbildung für den Standsicherheitsnachweis mit einem konventionellen Stabwerksprogramm.
- Modell 3: Es wird zusätzlich auch die Modellierung mit einem Bogen ohne exzentrische Gelenke angeführt, welche die simpelste der angeführten Methoden darstellt.
- Modell 4: Dabei handelt es sich um eine detaillierte FE-Analyse auf der Mesoebene mit diskreten Mauerwerkseigenschaften und Kontaktflächen, welche mit dem Programm ANSYS Workbench 17.2 durchgeführt wurde.

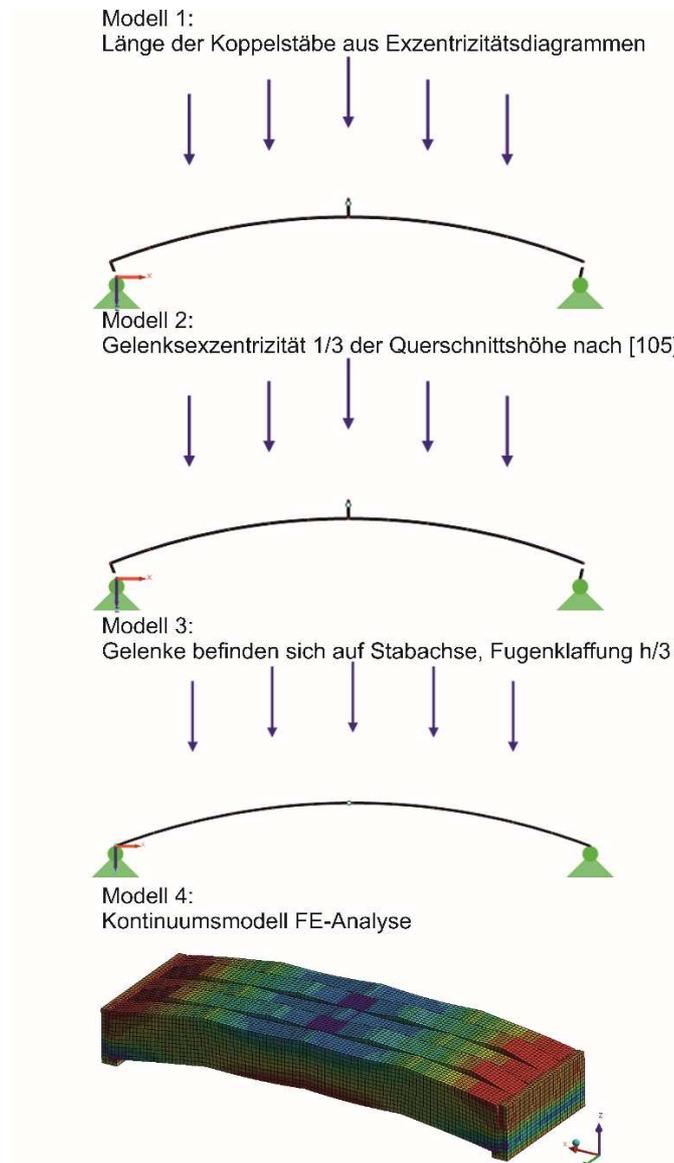


Abb. 4.23: Modellbildungen zur Ermittlung der Traglast

Im ersten Beispiel wird die Traglast eines Modellgewölbes nach den vier Modellen in Abb. 4.23 berechnet und den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Anhand des zweiten Beispiels wird die Anwendung der Methode an einer gründerzeitlichen Platzdecke gezeigt und mit den Resultaten der Modelle 2 und 3 verglichen.

4.4.1 Nachrechnung der experimentellen Ergebnisse anhand eines Modellgewölbes

Die Traglast wurde mit charakteristischen Werten berechnet und der Plastifizierungsgrad γ wurde mit 0,1 angenommen. Da die Berechnungsschritte in Abschnitt 4.3 bereits allgemein erläutert wurden, werden sie an dieser Stelle nicht wiederholt. In Abb. 4.24 sind lediglich die Ergebnisse gegenübergestellt.

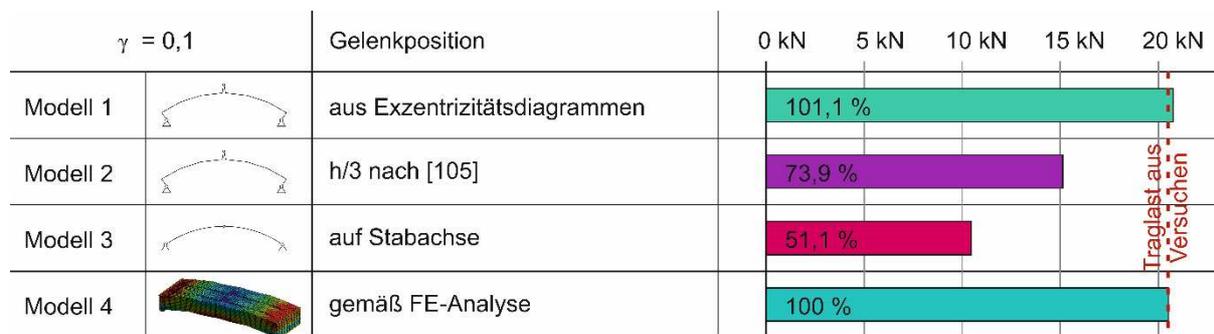


Abb. 4.24: Vergleich der Berechnungsmethoden mit der experimentell ermittelten Traglast [18]

Es wird ersichtlich, dass mithilfe der Exzentritätsdiagramme sowie durch die FE-Analyse die Traglast annähernd exakt berechnet wurde. Im Gegensatz dazu liefern die Modelle 2 und 3 im vorliegenden Beispiel keine zufriedenstellenden Ergebnisse, da die Traglast um ca. 26 % bzw. um ca. 49 % unterschätzt wurde.

4.4.2 Nachrechnung der Kellerdecke eines Gründerzeithauses

Die Anwendung der Exzentritätsdiagramme wird am Beispiel der Kellerdecke eines repräsentativen Wiener Gründerzeithauses gezeigt. Dabei handelte es sich um eine Platzdecke, also flache Ziegelgewölbe zwischen Walzeisträgern mit einer Spannweite l von 2,42 m und einer Stichhöhe t von 26 cm. Das sich daraus ergebende l/t -Verhältnis betrug 9,3 (vgl. Abb. 4.25). Der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d wurde im Bestandsobjekt mit Rückprallhammerprüfungen aus den Komponentendruckfestigkeiten ermittelt und betrug 2,27 N/mm². Der Berechnung wurde ein Plastifizierungsgrad γ

von 0,4 zugrunde gelegt. Die Kämpfer wurden augenscheinlich als unverschieblich angenommen, da keine Risse in der Mauerwerksstruktur vorhanden waren, die auf horizontale Verschiebungen zurückzuführen gewesen wären.

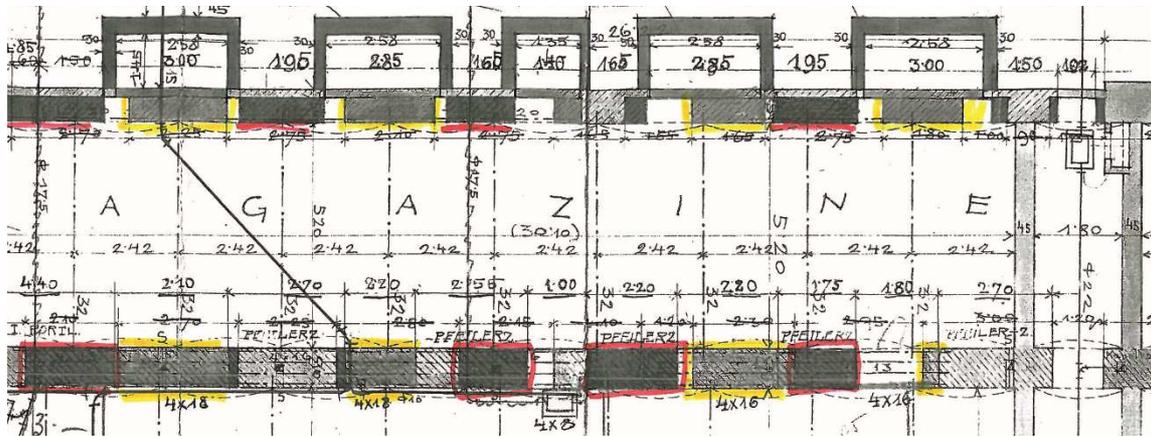


Abb. 4.25: Kellerdecke eines Wiener Gründerzeithauses; Auszug aus dem historischen Planbestand der Behörde [18]

Es wird lediglich die Ermittlung der Traglast der gemauerten Kappe demonstriert. Die Bemessung der Eisentraversen bzw. anderer Bauteile wird an dieser Stelle nicht angeführt.

Für die Anwendung des Modells 1 (vgl. Abb. 4.23) wurde die iterative Berechnung mit einem Belastungsfaktor P_1 von 0,6 begonnen. Mit Hilfe der entsprechenden Exzentrizitätsdiagramme wurde die Koppelstablänge (Gelenksexzentrizität) im Auflager e_A mit 5,09 cm und im Scheitel e_S mit 5,26 cm ermittelt. Anschließend wurde ein Dreigelenkbogenmodell in einem konventionellen Stabwerksprogramm erzeugt und die vertikale Last so lange gesteigert bis im Querschnitt die maximale Normalkraft ΔN_{Rd} nach Gleichung (17) herrschte. Anschließend wurde der initial angenommene Belastungsfaktor P_1 nach dem in Abb. 4.21 gezeigten Schema überprüft und daraufhin ein neues Modell mit geänderten Gelenksexzentrizitäten e_A und e_S ermittelt. Diese Iteration wurde wiederholt bis die Bedingung $P_n = P_{(n+1)}$ erfüllt war. Auf diese Weise wurde ein Belastungsfaktor P von 0,4 ermittelt und die Traglast gemäß Abb. 4.26 bestimmt.



Abb. 4.26: Vergleich der Berechnungsmethoden [18]

Die Modellierung als Dreigelenkbogen ohne exzentrisch angeordnete Gelenke führt zu einer starken Unterschätzung der realen Traglast. In diesem Beispiel liefert Modell 3 eine geringfügig kleinere Traglast als Modell 1.

4.5 Zusammenfassung

Es wurde demonstriert, dass die Modellbildung als Dreigelenkbogen mit exzentrischen Gelenken eine praxistaugliche Methode zur Traglastbestimmung von flachen Gewölben ist. Unter der Anwendung der auf umfassenden experimentellen Untersuchungen basierenden Exzentrizitätsdiagramme kann die Gelenkskonfiguration soweit angepasst werden, dass nachgiebige Widerlager, inelastisches Material- und Tragverhalten sowie eine lastbedingte Vorschädigung berücksichtigt werden.

Die zwei gezeigten Beispiele haben verdeutlicht, wie anwenderfreundlich und praxistauglich die Methode ist, da das Modell einfach in Standard-Statiksoftwareprogrammen implementierbar ist. Zudem wurde gezeigt, dass selbst mit einer zeitaufwändigen FE-Analyse eines Kontinuumsmodells mit entsprechenden Kontaktflächendefinitionen die baupraktisch erforderliche Ergebnisgenauigkeit nicht weiter gesteigert werden kann.

Die Modellierung als Dreigelenkbogen mit exzentrischen Gelenken, deren Exzentrizität mit den Exzentrizitätsdiagrammen ermittelt wurde, stellt also eine praxistaugliche Methode dar um die Traglast von Platzdecken realistisch zu ermitteln.

Literatur

- [1] ONR 24009: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten (2013). Austrian Standards Institute, Wien.
- [2] *Abrihan, C.*: Dekorative Fassadenelemente in der Gründerzeit zwischen 1840 und 1918 - Gestaltungsgrundsätze - Werkstattbericht Nr. 133 Architektur Stadtgestaltung Stadt Wien, 2013.
- [3] *Sandgruber, R.*: Österreichische Wirtschaftsgeschichte vom Mittelalter bis zur Gegenwart. Carl Ueberreuter Verlag, Wien, 1995.
- [4] *Kolbitsch, A.*: Altbaukonstruktionen: Charakteristika Rechenwerte Sanierungsansätze. Springer-Verlag Wien NewYork, Wien 1989.
- [5] *Ahnert, R.; Krause, K.*: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1985.
- [6] *Krakora, A.; Bauer, P.*: Anhang B zur Erläuterung 03/2013 Berechnungsbeispiele anhand des Wiener Gründerzeitmustergebäudes. Fassung vom 31.03.2014, Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld., Fassung vom 23.03.2014.
- [7] *Kirchmayer, W.; Kolbitsch, A.; Popp, R.*: Dachgeschoßausbau in Wien. Verlag Österreich GmbH, Wien, 2016.
- [8] ONR 21996:2011 03 15: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Vereinfachte Berechnungsmethoden nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3. Austrian Standards Institute, Wien.
- [9] *Pauser, A.; Pech, A.; Stigel, R.*: Vergleichende Untersuchungen zur Bestimmung der Mauerwerksfestigkeit. Forschungsvorhaben im Rahmen der Hochschuljubiläumstiftung der Stadt Wien MA 8,

H 54/94, Institut für Hochbau und Industriebau, Abteilung Hochbau und bautechnisches Labor, TU Wien, 1996.

- [10] *Brameshuber, W.; Schmidt, U.; Graubohm, M.; Beer, I.*: Prüfverfahren zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk. In: Mauerwerk Kalender 33 (2008), S. 165-192. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [11] *Steffens, K.; Burkert, T.*: Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 7: Experimentelle Bestimmung der Tragfähigkeit von Mauerwerk– Belastungsversuche an Mauerwerksbauten in situ. Mauerwerk Kalender 34 (2009), S. 243 - 270. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [12] *Maydl, P.*: Zerstörungsarmes Verfahren zur Prüfung von Mauerwerk - Zur Anwendung der Flat-Jack-Methode auf Ziegelmauerwerk, F 1185. Österreich, Bundesministerium für Wirtschaftliche Angelegenheiten, Sektion IX Wohnbauforschung, Wien, 1991.
- [13] ÖNORM EN 1996-1-1:2013 Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (2013). Austrian Standards Institute, Wien.
- [14] *Sheppard, P.; Tomazevic, M.*: In situ tests of load-bearing capacity of walls of old masonry buildings. Proc. 4th Nat Congress on Earthquake Engineering, Vol 2 (Yugoslav Association for Earthquake Engineering, Cavat, 1986.
- [15] *Dunjic, V.; Rudisch, A.; Kolbitsch, A.*: Der Zweifeld-Schubversuch - Eine praxistaugliche Methode zur Versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk. Mauerwerk 20, H. 5, S. 381-387. Ernst & Sohn, Berlin, 2016.
- [16] ÖNORM EN 1998-3:2013 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden (2013). Austrian Standards Institute, Wien.
- [17] *Steffens, K.*: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken. In: Bautechnik 79 (2002), Heft 4, S. 281 - 283, Ernst & Sohn, Berlin.
- [18] *Dunjic, V.; Rudisch, A.; Wittner, V.; Malcher, B.; Kolbitsch, A.*: Bestimmung der Traglast von historischen gemauerten Gewölben des Hochbaus unter Anwendung der Exzentrizitätsdiagramme,

- Determining the ultimate load of historic masonry arches by using eccentricity charts. Mauerwerk 21, H. 2, Ernst & Sohn, Berlin, 2017.
- [19] *Furtmüller, T.; Adam, C.; Niederegger, C.:* Experimentelle Untersuchungen an Mauerwerkskomponenten von Gründerzeithäusern. VCE Holding GmbH, Wien, 2011.
- [20] ÖNORM EN 1052-3:2002+A1:2007 Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) (2007). Austrian Standards Institute, Wien.
- [21] *Schneemayer, A.; Schranz, C.; Tschegg, E. K.; Kolbitsch, A.:* Entwicklung der Resttragfähigkeit von Mauerwerk unter zyklischen horizontalen Lasten, D-A-CH-Mitteilungsblatt Band 89, April 2014.
- [22] *Schaffer, C.:* Experimentelle Untersuchung wesentlicher Einflussparameter auf den Schubtragfähigkeitswiderstand von gründerzeitlichem Mauerwerk, Diplomarbeit TU Wien: Betreuer: Kolbitsch, A, Dunjic, V, 2016.
- [23] *Graubner, C.-A.; Alfes, C.; Brameshuber, W.; Jäger, W., Seim, W.:* Forschungsinitiative Zukunft Bau: Verbesserung der Praxis-tauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit - Teilantrag 5: Mauerwerksbau (2015), Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart 2015.
- [24] *Kranzler, T.:* Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk, Heft 17, Technische Universität Darmstadt Institut für Massivbau, Eigenverlag, Darmstadt 2008.
- [25] *Zimmermann, T.; Strauss, A.:* Gründerzeit-Mauerwerk unter Erdbebenbelastung – Vergleich zwischen normativen Ansätzen und messtechnischen Ergebnissen. Bautechnik 87, H. 9, S.532-540 Ernst & Sohn, Berlin, 2016.
- [26] *Monk, C. B.:* Testing High-Bond Clay Masonry Assemblages. In: American Society for Testing and Materials STP-No. 320, 1962 (1962), S. 30–65
- [27] „ARAMIS - Optische 3D-Verformungsanalyse“, <http://www.gom.com/de/messsysteme/systemuebersicht/aramis.html>.
- [28] *Jäger, W.; Marzahn, G.:* Mauerwerk: Bemessung nach DIN 1053-100. Ernst & Sohn, Berlin 2010.

- [29] *Maier, J.:* Handbuch Historisches Mauerwerk Untersuchungsmethoden und Instandsetzungsverfahren. Springer Verlag Berlin Heidelberg, 2012.
- [30] *Egermann, R.; Mayer, K.:* Die Entwicklung der Ziegelherstellung und ihr Einfluß auf die mechanischen Eigenschaften von Mauerziegeln. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1989.
- [31] *Balak, M.:* Bauwerksanalyse und Bewertung von Trockenlegungsmaßnahmen, dargestellt am Beispiel von Gründerzeithäusern. Dissertation, Technische Universität Wien, Begutachter: Prof C A Pauer, Prof E Tschegg, 1990.
- [32] *Titscher, F.:* Baukunde, Verlag von Julius Springer, Wien, 1927.
- [33] *Mohr, S.:* Der Hochbau, Verlag von Julius Springer, Wien, 1936.
- [34] *Achs, G.:* Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern: Beurteilung, Klassifizierung und experimentelle Untersuchungen. Dissertation, Technische Universität Wien, Begutachter: Prof C Adam, Prof A Kolbitsch, 2011.
- [35] *Zimmermann, T.; Strauss, A.:* Mauerwerk, Eigenschaften und experimentelle Methoden. VCE Holding GmbH, Wien 2011.
- [36] *Zimmermann, T.:* Versuchsgestützte Zuverlässigkeitsbewertung von Gründerzeithäusern unter seismischer Belastung. Dissertation, Universität für Bodenkultur, Wien, 2011.
- [37] *Pech, A.; Gangoly, H.; Holzer, P.; Maydl, P.:* Ziegel im Hochbau. Birkhäuser Verlag GmbH, Basel 2015.
- [38] *Balak, M.; Pech, A.:* Mauerwerkstrockenlegung: Von den Grundlagen zur praktischen Anwendung. Springer-Verlag Wien New York, 2008.
- [39] *Schneider, K. J.; Schubert, P.; Wormuth, R.:* Mauerwerksbau: Gestaltung, Baustoffe, Konstruktionen, Berechnung, Ausführung. Werner Verlag Düsseldorf, 1999.
- [40] *Warnecke, P.:* Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk. Dissertaion, Technische Universität Braunschweig, 1995.

- [41] Schäfer, J.; Hilsdorf, H.: Der Mörtel in historischem Mauerwerk. Erhalten historisch bedeutender Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, Ernst & Sohn, Berlin, 1989.
- [42] Graubner, C.-A.; Kranzler, T.; Schubert, P.; Simon, E.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk - Teil 3: Schubfestigkeit von Mauerwerksscheiben. In: Mauerwerk-Kalender 30 (2005), S. 7-88. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [43] Novak, B.; Kuhlmann, U.; Euler, M.: Werkstoffübergreifendes Entwerfen und Konstruieren: Einwirkung, Widerstand, Tragwerk: Teil 1: Einwirkung, Widerstand, Tragwerk. Ernst & Sohn, Berlin, 2012.
- [44] Kranzler, T.: Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk - Analyse und Bewertung von Berechnungsmodellen und Bemessungsmethoden. In: Mauerwerk-Kalender 41 (2016), S. 283-315. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [45] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzung für das Entfallen des Windnachweises, In: Mauerwerk-Kalender 10 (1985), S. 95-114. Hrsg. P. Funk. Ernst & Sohn, Berlin.
- [46] Borri, A.; Corradi, M.; Castori, G.; De Maria, A.: A method for the analysis and classification of historic masonry, Bull Earthquake Eng 13 S2647-2665, 2015.
- [47] Rossi, M.; Calderini, C.; Lagomarsino, S.: Experimental testing of the seismic in-plane displacement capacity of masonry cross vaults through a scale model, Bull Earthquake Eng 14, S261-281, 2016.
- [48] ÖNORM EN 1996-3:2009: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten (2009). Austrian Standards Institute, Wien.
- [49] Brameshuber, W.; Graubohm, M.; Schmidt, U.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk - Teil 4: Scherfestigkeit. In: Mauerwerk-Kalender 31 (2006), S. 193-226. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.

- [50] ÖNORM EN 1052-4:2000 Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 4: Bestimmung der Scherfestigkeit bei einer Feuchtesperrschicht (2000). Austrian Standards Institute, Wien.
- [51] ÖNORM B 1996-1:2016 Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1 (2016). Austrian Standards Institute, Wien.
- [52] *Graubner, C.-A.*: Analyse verschiedener nationaler Anhänge zu Eurocode 6. in Forschungsinitiative Zukunft Bau Teilantrag 5: Mauerwerksbau, Fraunhofer IRB Verlag, 2015.
- [53] *Al Bosta, S.*: Risse im Mauerwerk. Verformungen infolge Temperatur und Schwinden. Werner Verlag, Neuwied 1999.
- [54] *Dunjic V.; Kolbitsch, A.*: Nachweis der Schubtragfähigkeit von gründerzeitlichem Mauerwerk nach EC 6 - State of the Art. Mauerwerk 21, Heft 3 Ernst & Sohn, Berlin, 2017.
- [55] *Seim, W.*: Kleiner Scheibenschub. in Forschungsinitiative Zukunft Bau: Verbesserung der Praxis-tauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit - Teilantrag 5: Mauerwerksbau (2015), S.93-122, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart 2015.
- [56] *Zimmermann, T.; Strauss, A.; Bergmeister, K.*: Structural behavior of low- and normal-strength interface mortar of masonry. Materials and Structures 45, S.829-839, 2012.
- [57] *Dunjic, V.; Rudisch, A.; Kolbitsch, A.*: Zweischiebungsfeldversuch - Ein in-situ Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeitseigenschaften von Bestandsmauerwerk, Endbericht des Forschungsvorhabens F14/06 (2016), Technische Universität Wien, Institut für Hochbau und Technologie.
- [58] *Jäger, W.; Marzahn, G.*: Mauerwerk: Bemessung nach DIN 1053-100. Ernst & Sohn, Berlin 2010.
- [59] *Förster, V.; Kranzler, T.; Pohl, S.; Schmidt, U.; Schmidt-Wottrich, J.; Schmitt, M.; Schoch, T.; Walberg, D.*: Mauerwerksbau aktuell 2016, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien, Zürich, 2016.
- [60] *Meskouris, K.; Hinzen, K. G.; Butenweg, C.; Mistler, M.*: Bauwerke und Erdbeben. Vieweg Verlag, Wiesbaden, 2011.

- [61] *Paulay, T.; Bachmann, H.; Moser, K.:* Erdbebensicherung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser, Basel, 1990.
- [62] *Tomazevic, M.:* Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings. Imperial College Press, London, 1999.
- [63] *Bachmann, H.:* Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser Verlag, Basel, 2002
- [64] *Schermer, D. C.:* Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung. Dissertation, Technische Universität München, 2003.
- [65] *Dazio, A; Wenk, T. (Hrsg.):* 11. D-A-CH-Tagung 2009 Erdbeben und Mauerwerk. SIA Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2009
- [66] *Butenweg, C.; Gellert, C.; Meyer, U.:* Erdbebenbemessung bei Mauerwerksbauten. In Mauerwerk Kalender 35 (2010), S. 141 - 167. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [67] *ÖNORM EN 1998-1:2013 EUROCODE 8:* Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten (2013). Austrian Standards Institute, Wien.
- [68] *Fehling, E.; Brenker, E.:* Bemessung von Mauerwerk bei Erdbebenbeanspruchung. In: Mauerwerk, Bd. 18, Nr. 6, S. 342, Ernst & Sohn, Berlin, 2014.
- [69] *Bachmann, H.:* Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser, Basel, 2002.
- [70] *Zilch, K.:* Bemessung von Bauwerken gegen Erdbebenbelastung - Ein Bericht zum Stand der Forschung und Praxis. In: Die Bautechnik, Heft 5 (1974). Ernst & Sohn, Berlin.
- [71] *Zilch, K.; Schermer D.:* Mauerwerk unter seismischen Einwirkungen. Forschungsbericht F 2424 der TU München (2003), S. 25. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart
- [72] *Lu, S.; Kasa, M.; Unger, C.:* Interpretation der Verhaltensbeiwerte von über 100 zyklischen Schubversuchen in ganz Europa. In: Erdbeben und Mauerwerk. 11. D-A-CH-Tagung (2009); SIA Dokumentation S. 59 - 64, Ernst & Sohn, Berlin.
- [73] *Achs, G.; Wenzel, H.; Adam, C.:* Seismische Systemidentifikation urbaner Gründerzeithäuser auf Basis messtechnischer Untersuchungen. VCE Holding GmbH, Wien 2011.

- [74] Kopf, F.: Dynamische Messungen in Gründerzeithäusern - Methoden Analysen und Anwendung. VCE Holding GmbH, Wien 2011.
- [75] Ötes, A.; Löring, S.: Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbelastung. In: Bautechnik 83 (2006), Heft 2, S. 125 - 138, Ernst & Sohn, Berlin.
- [76] Mistler, M.; Butenweg, C.: Verformungsbasierter seismischer Nachweis von Mauerwerksbauten mit der Kapazitätsspektrum-Methode. In: Mauerwerk 9 (2005), Heft 6, S 225 - 261. Ernst & Sohn, Berlin.
- [77] Mistler, M.: Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten. Dissertation, RWTH-Aachen, 2006.
- [78] Tomazevic, M.; Zarnic, R.: The effect of horizontal Reinforcement on the strength and ductility of masonry walls at shear failure - part 1. Institute for Testing and Research in Materials and Structures (1985). Ljubljana.
- [79] Tomazevic, M.; Zarnic, R.: The behaviour of horizontally reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral in-plane load reversals. Proc. 8th European Conf. On Earthquake Engrg., Vol. 4 (Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, pp. 7.6/1-8, 1984.
- [80] ÖNORM EN 1998-3:2013 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden (2013). Austrian Standards Institute, Wien.
- [81] Burkert, T.: Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 2: Herkömmliche Bestimmung der Materialkennwerte. In: Mauerwerk Kalender 32 (2007), S. 27 - 51. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [82] Zimmermann, T.; Strauss, A.: Schubtragverhalten von altem unbewehrtem Mauerwerk unter seismischer Belastung. In: Bautechnik 89 (2012), Heft 8, S. 553, Ernst & Sohn, Berlin.
- [83] Da Porto, F.; Grendene, M.; Modena, C.: Estimation of load reduction factors for clay masonry walls. Journ Earthq Eng and Struct Dynamics, 38, p 1155-1172, 2009.
- [84] Lu S.; Kasa, M.: Seismic test program of special designed clay blocks due to earthquake resistance by Wienerberger consisting real scale shaking table- cyclic shear- diagonal tension-, and

- compression tests. Proceedings 14 WCEE, World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, PR China, 2008.
- [85] Lu, S.: Mauerwerk und Erdbeben - Bemessungsansätze, aktuelle Forschung und Normungslage in Europa. In: Mauerwerk Kalender 35 (2010), S. 225 – 242. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [86] Bauordnung für Wien WBO, Fassung 2016.
- [87] ÖNORM EN 1990:2002 EUROCODE 0: Grundlagen der Tragwerksplanung (2002). Austrian Standards Institute, Wien.
- [88] DAfStb-Richtlinie, Belastungsversuche an Betonbauwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2000.
- [89] Schacht, G.; Bolle, G.; Marx, S.: Belastungsversuche – Internationaler Stand des Wissens. In: Bautechnik 93 (2016), Heft 2, S. 85-97, Ernst & Sohn, Berlin. 2016.
- [90] Opitz, H.; Hampel, T.; Michler, H.; Popp, T.; Scheerer, S.: Experimentelle Überprüfung der Tragsicherheit von Stahlbetonrippendecken, In: Bautechnik 88 (2011), Heft 1, S. 42-46, Ernst & Sohn, Berlin. 2011.
- [91] Fiedler, L.; Hahn, G.; Kapphahn, G.; Steffens, K.: Belastungsversuche als Voraussetzung für die Umnutzung von Industriegebäuden. In: Bautechnik 88 (2011), Heft 1, S. 811, Ernst & Sohn, Berlin. 2011.
- [92] Gutermann, M.; Guttenberg, U.: Groß, Größer, Großmarkt. Wie man den experimentellen Tragsicherheitsnachweis für 40.000 m² Geschosdecke führen kann. 6 Symp Exp Untersuchung von Baukonstruktionen, TU Dresden, Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau (kid), S. 95–106, 2011.
- [93] Bolle, G.; Schacht, G.; Burkhardt, R.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung an Spannbetonhohlplatten eines Parkdecks. 3 Kolloquium „Erhaltung von Bauwerken“, TA Esslingen, Ostfildern, S. 493–502, 2013.
- [94] Steffens, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ. Der Prüfingenieur, Ausgabe September, 1993.

- [95] *Steffens, K.; Burkhardt, R.*: Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 7: Experimentelle Bestimmung der Tragfähigkeit von Mauerwerk - Belastungsversuche an Mauerwerksbauten in situ. In: In: Mauerwerk Kalender 34 (2009), S. 243 – 270. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [96] *Steffens, K.; Wolters, P.; Malgut, W.*: Experimentelle Tragsicherheitsbewertungen am Reichstagsgebäude in Berlin. In: Bautechnik 74 (1997), Heft 7, Ernst & Sohn, Berlin. 1997.
- [97] *Eisele, G.; Gutermann, M.; Seiler, J.; Steffens, K.*: Wiederaufbau des Neuen Museums in Berlin. In: Bautechnik 81 (2004), Heft 6, Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [98] *Eilhardt-Braune, E.-M.; Götz, J.; Steffens, K.*: Die Michaeliskirche in Hildesheim. In: Bautechnik 84 (2007), Heft 5, Ernst & Sohn, Berlin 2007.
- [99] *Fajfar, P.; Gaspersic, P.*: The N2 method for the seismic damage analysis of RC Buildings. Journ Earthq Eng and Struct Dynamics, 25, p 31-46, 1996.
- [100] MINEA - Bemessungsprogramm für Mauerwerksbauten. SDA-engineering GmbH, Kohlscheid, www.minea-design.de, Stand Jän. 2017.
- [101] *Butenweg C.; Gellert, C.*: Nichtlinearer Nachweis von Mauerwerksbauten. In: Mauerwerk 17 (2013), Heft 3, S. 166 – 171. Ernst & Sohn, Berlin.
- [102] *Mistler, M.; Butenweg, C.; Meskouris, K.*: Kapazitätsspektrum-Methode – Beschreibung und Erläuterung des Verfahrens. In: Bericht, im Auftrag der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerksbau e. V. (DGfM) (2005), Aachen.
- [103] *Gellert, C.; Rosin, J.*: Praktische Anwendung einer nichtlinearen Erdbebenanalyse nach DIN EN 1998-1. In: Mauerwerk 20 (2016), Heft 6, Ernst & Sohn, Berlin, 2016.
- [104] *Kurrer, K.-E.*: Geschichte der Baustatik. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 2016
- [105] *Holzer, S.*: Statische Beurteilung historischer Tragwerke Band 1 Mauerwerkskonstruktionen. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 2013
- [106] *Trautz, M.*: Zur Entwicklung von Form und Struktur historischer Gewölbe aus der Sicht der Statik. Bericht Nr. 28, Institut für Baustatik der Universität Stuttgart (1998), Stuttgart.

- [107] *Krausz, K.:* Tragverhalten gemauerter Tonnengewölbe mit Stichkappen. Bericht Nr. 38, Institut für Baustatik der Universität Stuttgart (2002), Stuttgart.
- [108] *Huerta, S.; Kurrer, K.-E.:* Zur Baustatischen Analyse Gewölbter Steinkonstruktionen. In: Mauerwerk-Kalender 33 (2008); S.373 – 422. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [109] *Barthel, R.:* Tragverhalten gemauerter Kreuzgewölbe. In: Forschung und Lehre, Heft 26, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe (1993), Karlsruhe
- [110] *Jagfeld, M.:* Tragverhalten und statische Berechnung gemauerter Gewölbe. In: Schriftenreihe des Lehrstuhls für Hochbaustatik und Tragwerksplanung, Heft 1, Technische Universität München, Shaker Verlag, Aachen 2000
- [111] *Benvenuto E.:* An introduction to the history of structural mechanics 2. Vaulted structures and elastic systems. Springer-Verlag New York, New York 1991
- [112] *Pieper, K.:* Sicherung historischer Bauten. Ernst & Sohn, Berlin, 1983.
- [113] *Alsheimer, B.:* Tragverhalten und Berechnung gemauerter Bögen, Gewölbe und Strebepfeiler. In: Mauerwerk Kalender 40 (2015), S. 3434-373. Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn, Berlin.
- [114] *Heyman, J.:* The Stone Skeleton Structural Engineering of Masonry Architecture. Cambridge University Press, Reprint, Cambridge 1997
- [115] *Bagio, C.:* Computer Analysis of Masonry Domes Following Castigliano's Suggestion. An Example; The Dome of S. Pietro in Vaticano. In: Structural conservation of stone masonry. International technical conference (1989), Athen.
- [116] *Wittner, V.; Malcher, B.:* Entwicklung eines Rechenmodells zur Traglastanalyse von flachen Mauerwerkgewölben auf Basis experimenteller Untersuchungen. Diplomarbeit TU Wien, Begutachter: Kolbitsch, A.; Dunjic, V.; 2016