Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

# DIPLOMARBEIT

## Master Thesis

# Gründerzeitliches Mauerwerk: Charakteristik und Verstärkungsmöglichkeiten

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

Peter Krohn, BSc.
Lainzerstraße 117/1/7
1130 Wien
0327410

unter der Leitung von
Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch
und
Dipl.-Ing. Viktor Dunjic
am
Institut für Hochbau und Technologie E206
Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

Wien, Oktober 2015

# INHALTSVERZEICHNIS


1. EINLEITUNG ..... 1

2. THEORETISCHE GRUNDLAGEN ..... 2

2.1 Geschichtlicher Abriss der Gründerzeit in Wien ..... 2

2.1.1 Die Gründerzeit (1840 – 1918) ..... 2

2.1.2 Historischer Überblick über die Wohnbauten der Gründerzeit ..... 3

2.1.3 Frühgründerzeit (1840 – 1870) ..... 3

2.1.4 Hochgründerzeit (1870 – 1890) ..... 4

2.1.5 Spätgründerzeit (1890 – 1918) ..... 5

2.2 Geschichte des Mauerwerksbaus ..... 6

2.3 Konstruktion von Gründerzeithäusern in Wien ..... 7

2.3.1 Das Gründerzeithaus ..... 7

2.3.2 Ziegelmauerwerk ..... 18

2.4 Prüfverfahren ..... 42

2.4.1 Prüfverfahren für Ziegel ..... 42

2.4.2 Prüfverfahren von Mörtel ..... 45

2.4.3 Prüfverfahren von Mauerwerk ..... 48

2.5 Ursachen für Verstärkungsmaßnahmen ..... 56

2.5.1 Erdbeben ..... 56

2.5.2 Wind ..... 63

2.5.3 Bauliche Änderungen an Gebäuden ..... 64

2.6 Erfassung des Gebäudezustandes ..... 68

2.6.1 OIB Richtlinie 1 ..... 69

2.6.2 Die Bestandsaufnahme ..... 69

2.6.3 Das Bauwerksbuch ..... 72

3. KONSTRUKTIVE VERSTÄRKUNGSMAßNAHMEN ..... 73

3.1 Vernadeln, Vorspannen und Injizieren ..... 73

3.1.1 Injizieren ..... 75

3.1.2 Vernadeln ..... 76

3.1.3 Vorspannen ..... 82

3.2 Verstärkungsschalen aus Spritzbeton ..... 85

3.3 Faserverbundwerkstoffe (FVW) ..... 89

3.3.1 Geklebte Stahllaschen ..... 89

3.3.2 Lamellen aus Kohlefasern (CFK) ..... 90
3.3.3 Flächige Faserapplikation (FRP) ..... 92
3.3.4 Faserverbundbewehrung FVB ..... 94

**3.4 Stahlrahmen ..... 96**

**4. LEISTUNGSBESCHREIBUNG UND KOSTENSCHÄTZUNG ..... 98**

**5. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK ..... 104**

## Danksagung

Um das Gelingen dieser Arbeit zu ermöglichen, bedarf es eines Dankeschöns an die Menschen, die mich auf dem Weg dahin begleitet und unterstützt haben.

Zu allererst gilt mein Dank meinem Betreuer Dipl.-Ing. Viktor Dunjic, der mich mit viel Geduld bei der Verfassung dieser Arbeit unterstützte und mir den Zugang zum Archiv des Institutes 206 an der TU Wien ermöglichte. Des Weiteren möchte ich mich bei Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch bedanken, dass er mir es ermöglicht hat, diese Arbeit am Institut für Hochbau und Technologie an der TU Wien zu schreiben.

Mein großer Dank gilt den Firmen und Unternehmen der Bauindustrie und des Baugewerbes Adicon, BiTech, Stadtbaumeister Böhm, Brusatti, Baumeister Denk, iC, ITBGary sowie der Baufirma Porr für die Unterstützung bei der Anfrage von Leistungsbeschreibungen und/oder Preisen zu den Verstärkungsmaßnahmen.

Meinen aufrichtigen Dank widme ich meiner Mutter, ihrem Ehemann, meinem Bruder und meinen Großeltern, die immer an mich glauben und mir aufgezeigt haben, dass man mit Durchhaltevermögen und Ehrgeiz viel erreichen kann. Ein weiteres Dankeschön geht an meine Cousine Tjadina Zack, mit der ich meine Kindheit verbracht habe und als Schwester ansehe.

Herzlichen Dank an die Fachschaft Bauingenieurwesen .biz und deren ehrenamtlichen Studierenden, die nicht nur in den freien Stunden ein offenes Ohr haben.

Des Weiteren möchte ich großen Dank all meinen Freunden widmen, die emotional meinen Weg mitbestritten haben.

Abschließend möchte ich mich bei meiner Ehefrau, Mag. Bianca Krohn, bedanken, die mit unter den größten Anteil an dem hat, was ich bin, die viel Zeit entbehren musste und in jedem schwachen Moment die richtigen Worte gefunden hat.

Danke!

## Kurzfassung

In Wien, besteht ein enormes wirtschaftliches Potential und kulturelles Interesse an der Erhaltung von Bestandsbauwerken der Gründerzeit. Um die Entwicklung der Stadt voranzutreiben, ist es jedoch erforderlich diese bestehenden Gebäude aufzustocken. Infolge dessen werden zusätzliche Lasten auf die bestehenden Konstruktionen eingebracht, welche häufig ohne nachträgliche Verstärkungsmaßnahmen nicht aufgenommen werden können. In der vorliegenden Arbeit werden die Charakteristik sowie nachträgliche konstruktive Verstärkungsmöglichkeiten von unbewehrtem einschaligem Ziegelmauerwerk von Wiener Gründerzeithäusern behandelt.

In der Literatur wird eine Vielzahl an nachträglichen konstruktiven Verstärkungsmöglichkeiten von Mauerwerk beschrieben. Ziel dieser Arbeit ist die in der aktuellen Literatur beschriebenen sowie die baupraktisch verwendeten Verstärkungsmaßnahmen darzustellen.

Dabei werden im ersten Schritt die theoretischen Grundlagen umrissen, die einen Überblick über die Gründerzeit (1840 – 1920) und deren Konstruktionsformen geben und sich mit der Geschichte des Mauerwerksbaus auseinander setzen.

In weiterer Folge werden die Festigkeitseigenschaften der einzelnen Komponenten, Ziegel und Mörtel, sowie des Mauerwerks und deren Prüfverfahren betrachtet. Warum ein Ziegelmauerwerk eines Bestandsgebäudes verstärkt werden muss, zeigt das Kapitel „Ursachen für Verstärkungsmaßnahmen“. Darin wird erläutert, dass aufgrund nachträglicher Veränderungen an einem Bestandsgebäude und Nachweisen zur Widerstandsfähigkeit eines Bauteiles, bei Erdbeben oder Wind, das Mauerwerk zu verstärken ist.

Um den Zustand von historischem Mauerwerk beurteilen und erfassen zu können, sind in Wien bestimmte Vorschriften wie der Leitfaden zur OIB Richtlinie 1 einzuhalten, eine Bestandsaufnahme (ehemals Ingenieurbefund) durchzuführen und seit der Bauordnungsnovelle 2014 in Folge von Umbauten ein Bauwerksbuch für eine bessere Prüfbarkeit von Instandhaltungsmaßnahmen zu führen.

Im zweiten Schritt werden die einzelnen aus der Literatur bekannten, vorwiegend aus dem deutschsprachigen Raum stammenden, nachträglichen konstruktiven Verstärkungsmaßnahmen beschrieben. Dabei reichen die Maßnahmen von der Verfestigung des Mauerwerks durch Injizieren mit organischen Harzen über das Vorspannen und Vernadeln zur Rissbegrenzung bis hin zu Erhöhung der Tragfähigkeit mit Faserverbundwerkstoffen.

Zum Abschluss dieser Arbeit wurden von ausgewählten Firmen der Bauindustrie Leistungsbeschreibungen und/oder Preise für die in der Baupraxis angewendeten Maßnahmen zur Verstärkung von Ziegelmauerwerk eingeholt. Darauf aufbauend werden Kostenschätzungen der einzelnen Verstärkungsmaßnahmen aufgezeigt. Da es zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit für diese Maßnahmen keine standardisierten Leistungsbeschreibungen gibt, werden in dieser Arbeit Punkte aufgelistet, die bei der Verfassung einer Leistungsbeschreibung zu berücksichtigen wären.

Mit der Auflistung von Kosten soll eine wirtschaftliche Entscheidungshilfe für nachträgliche konstruktive Verstärkungsmaßnahmen geschaffen werden. Diese Entscheidung spielt eine wesentliche Rolle bei dem wirtschaftlichen Potential der Verstärkungsmaßnahmen von Ziegelmauerwerk infolge von höheren Belastungen aus den Dachgeschoßausbauten oder Aufstockungen und der Bemessung nach dem aktuellen Stand der Technik.

## Abstract

In Vienna, especially in the city center, exists an enormous economic potential and cultural interest in preserving existing buildings from the Wilhelminian time. Since Vienna is rather limited in space there is little space to newly build houses in order to develop the city. It is therefore necessary to extend existing buildings in height. In consequence, the supporting walls beneath must bear a higher load.

This thesis discusses reinforcing measures that are required to retrospectively adapt the structural stability of non-reinforced non-ventilated brick masonry in houses built in the Wilhelminian time. The first section gives an overview of the theoretical background such as the Wilhelminian time (1840-1920) itself, its construction types and the history of brickwork.

Next the author adresses the mechanical properties, testing procedures of the different components such as brick, plaster and those of masonry itself. The reason why the brickwork of an existing construction needs to be reinforced will be shown in the section „Ursachen für Verstärkungsmaßnahmen“ (Cause for reinforcing measures). Therein it will be illustrated that retrospective changes of a building requires components that provide proof of their resistance against earthquakes and wind. For this reason, it is a necessity to strengthen the brick masonry.

To be able to evaluate the current state of a brickwork building in Vienna, it is necessary to meet given regulations, such as the guideline of the „OIB Richtlinie 1“. In addition, an engineer-report has to be provided and, since the building regulations were changed in 2014, a detailed construction book has to be kept in order to verify the maintenance needs of the building.

The second part of the thesis will describe various reinforcing measures following the current state of the art. These were drawn from standard technical literature, predominantly from German-speaking regions. The measures range from strengthening the brickwork by injecting organic resin, preload and needling in order to limit fissures to the point of raising the carrying capacity with fiber-reinforced composite.

Actual technical specifications and/or prices for reinforcement work were solicited for the final section and proude the basis for the calculation of costs for each measure. Since there are no standardised technical specification for these special measures, this thesis itemises each reinforcement and connects, if existing, various aspects that have to be considered when creating technical specifications.

Changes like reconstructing an attic or raising the entire roof result in an increased weight strain on the carrying walls beneath and obligates to follow the current state of the art. This cost register shall be of help in cost effective decisions, when selecting constructive reinforcing measures.

# 1. Einleitung

Der Bestand an Gebäuden, der vorwiegend aus Wohnbauten (etwa 590.000 Wohnungen) aus der Gründerzeit (vor 1919) besteht, hat österreichweit gesehen einen Wiederbeschaffungswert von etwa 83 Mrd. € im Vergleich zu den im Jahre 2005 errichteten Hochbauten, die einen Bauproduktionswert von etwa 4,2 Mrd € haben. Vor allem im Stadtzentrum von Wien stellen die Gebäudetypen aus der Zeit zwischen 1840 und 1919 den größten Bestand an Wohnbauten dar. (ONR 24009, 2013-01-01)

Dabei ist es von großer historischer und kultureller Bedeutung, den Zustand dieser Gebäude zu erhalten. Aus diesem Grund ist es erforderlich, über die Kenntnisse der Konstruktionsweisen und deren Materialeigenschaften der Bestandsbauwerke zu verfügen.

Hinsichtlich der Stadtentwicklung ist festzustellen, dass Wien, abgesehen von Teilen nördlich der Donau, in der Fläche wenige Ressourcen für das Errichten von neuen Gebäuden besitzt. Daraus ergibt sich, dass der einzige Weg, neuen Wohnraum zu erschließen, die Dachgeschoss Aufstockung ist, wodurch bei Bestandsbauwerken aus der Gründerzeit ein enormes wirtschaftliches Potential besteht. Bis 2012 waren von den möglichen Ausbauten und Aufstockungen etwa 15 % umgesetzt. (Kolbitsch, 2012) Durch die Entwicklung von Bemessungskonzepten seit der Gründerzeit sind bei Umbauten an Bestandsbauwerken erforderliche Nachweise nach dem aktuellen Stand der Technik zu führen. Diese Auswirkungen bilden die Grundlage für diese Arbeit, da es aufgrund der Änderungen des Bauwerkes und der Nachweisführung nach aktuellen Richtlinien und Normen (Eurocode) erforderlich ist, dass bestehende Bauwerk aus Sicht der Tragfähigkeit nicht zu verschlechtern. und somit zu erhalten. Dafür ergeben sich z.B. durch die Bemessung auf Erdbeben oder aufgrund eines Dachgeschoßausbaus vor allem für die Wände höhere Belastungen, die durch konstruktive Verstärkungsmaßnahmen kompensiert werden müssen.

Die angegebenen Formeln in dieser Arbeit wurden den originalen Publikationen entnommen. Daher können manche Bezeichnungen vom aktuellen Normenstand abweichen.

# 2. Theoretische Grundlagen

## 2.1 Geschichtlicher Abriss der Gründerzeit in Wien

In diesem Kapitel sollen ein kurzer Überblick über die Geschichte der Gründerzeit in Wien gegeben und die Charakteristika eines Gründerzeithauses aufgezeigt werden.

### 2.1.1 Die Gründerzeit (1840 – 1918)

*„… Gründerzeit = Bauphase, die durch das rasche städtische Wachstum im Zuge der Industrialisierung gekennzeichnet war …“* (Balak, 1990)

Die Gründerzeit wird nach (Bobek & Lichtenberger, 1978) in folgende drei Zeitabschnitte unterteilt:

| | |
|---|---|
| Frühgründerzeit | 1840 – 1870 |
| Hochgründerzeit | 1870 – 1890 |
| Spätgründerzeit | 1890 – 1918 |

Zu Beginn der Gründerzeit, zwischen der Revolution von 1848 und dem Börsenkrach von 1873 galt Wien mit etwa 440.000 Einwohnern als ein guter Gastgeber der Weltausstellung Im Jahre 1873. Diese Epoche umfasste die Phasen der durchgreifenden Industrialisierung, die dadurch gekennzeichnet war, dass es in den Fertigungsbetrieben zur Massenproduktion mit einhergehender Arbeitsteilung und Schichtbetrieb rund um die Uhr kam und die Bevölkerungszahl einen deutlichen Anstieg erfuhr. Dieser bewirkte, dass Wien um die Jahrhundertwende an die 1,6 Millionen Einwohner hatte. Einen weiteren Anstieg der Bevölkerung erfuhr Wien im Jahr 1918 auf eine bis dato maximale Einwohnerzahl von 2.238.54. Dieser extreme Anstieg der Einwohnerzahl lässt sich durch kriegsbedingte Flüchtlingsströme und einen starken Anstieg der Geburtenrate erklären. (Bobek & Lichtenberger, 1978), (Wien, 2014)
Aufgrund der massiven Zuwanderung von Arbeitskräften löste die Gründerzeit einen regelrechten Bauboom aus, der auch in der Baubranche zu einer Industrialisierung führte. Dadurch kam es zu einer sozialen Verschiebung in Richtung der Gewerbetreibenden und damit zu einer baulichen Verdichtung in den Vorstädten mit einer gleichzeitig aufkommenden Hinterhofindustrie. Mit der Verbauung der Vororte mit „Bassena“ Wohnungen für die unteren Schichten der Bevölkerung kam es zu vermehrter Ausgrenzung und damit verbundenen sozialen Konflikten, die durch die Arbeits- und Lohnbedingungen verstärkt wurden.
Die Phase der Gründerzeit war politisch vorwiegend durch den Liberalismus geprägt. Wirtschaftlich kam es zu zahlreichen Industrie-, Bank- und AG Gründungen, die durch den Freihandel, die liberale Verwaltung und die Gewerbeordnung von 1859 zu unkontrollierten Spekulationen an der Börse führten.
Aus der technischen Sichtweise betrachtet, war die ganze Stadt in Bewegung. So wurde der Rückbau der Stadtbefestigung zu dem heutigen, zum UNESCO-Weltkulturerbe zählenden - der Ringstraße - vorangetrieben, wichtige Eisenbahnverbindungen wurden errichtet, die Eingliederung der Vorstädte vorgenommen sowie die erste Wiener Hochquellenwasserleitung, die Donauregulierung, der Stadtpark, das Rathaus und der Zentralfriedhof erbaut. Baugeschichtlich zählten die Baustile des Historismus wie Neugotik, Neobarock und Neorenaissance zu der Gründerzeit. (Fisch, et al., 2008),
(Bobek & Lichtenberger, 1978)

### 2.1.2 Historischer Überblick über die Wohnbauten der Gründerzeit

Die Wohnbauten waren durch große Wohnräume, die noch aus der Zeit des „Trockenwohnens“ stammten, gekennzeichnet. So wurde die Zeit bezeichnet, in der Mieter in bereits fertiggestellte Gebäude zu geringen Mietspreisen einquartiert wurden, um das Feuer mit dem Brennstoff aus Stein- oder Braunkohle, welches zum Aushärten und Trocken des Gebäudes benötigt wurde, zu überwachen. Die sanitären Anlagen befanden sich am Gang und dienten allen Bewohnern eines Geschoßes. Ein weiteres Charakteristikum dieser Häuser bestand in der zur Straße hin aufwändig hergestellten Fassade im Gegensatz zu den nicht einmal verputzten Wänden de Innenhöfe.

In der Gründerzeit dominierte der Wunsch, auf der belebten Seite (straßenseitig) des Gebäudes zu wohnen. Heutzutage sind die Grundrisse so angeordnet, dass die Wohnräume hofseitig und somit in der ruhigen Zone des Gebäudes angeordnet sind. Daher sind die zum Teil prunkvoll verzierten Stiegenläufe (= vertikale Erschließung des Gebäudes) im Grundriss hofseitig angeordnet, damit straßenseitig genug Platz für die Wohnungen war, siehe Abb. 10. Kennzeichnend für diesen prägnanten Baustil waren auch die hohen Räume ($\geq$ 3m), die hohen Fenster für eine gute Tagesbelichtung und gemauerte Wände, die einen guten Schall- und Wärmeschutz gaben. (Fisch, et al., 2008)

Die typischen Ausführungsarten der Konstruktionen der Dachstühle, Wände, Geschoßdecken und der Fundierung werden in Kapitel 2.3 behandelt.

Bei den Wohnbauten wurden 3 Grundtypen unterschieden: (Bobek & Lichtenberger, 1978)

| | | |
|---|---|---|
| 1 | Teilweiser Umbau: | z.B. durch Aufstockungen, Zu- und Anbauten – Bestandsbau werk bleibt bestehen |
| 2 | Vollständiger Umbau: | Bestandsbauteile werden abgebrochen und stattdessen ein Neue Bauteile (Neubau) gebaut |
| 3 | Erstverbauung: | Errichtung eines neuen Bauwerks auf unbebautem Grund |

In diesem Kapitel wird ausschließlich auf Neubauten (Grundtyp 3) näher eingegangen. Die Abkürzungen für die Räume in den Grundrissen sind aus nachstehender Legende ersichtlich.
(Bobek & Lichtenberger, 1978)

| | |
|---|---|
| K ….. | Küche |
| Z ….. | Zimmer |
| V ….. | Vorzimmer |
| C ….. | Kabinett |
| DZ ….. | Dienerzimmer |
| B ….. | Badezimmer |
| S ….. | Salon |

In den nachfolgenden Unterkapiteln sind für den Grundtyp 3 - Erstverbauung und die jeweiligen Phasen der Gründerzeit Grundrisse dargestellt.

### 2.1.3 Frühgründerzeit (1840 – 1870)

Die Bautypen in diesem Zeitabschnitt waren vorwiegend aus der Zeit des Biedermeier erhalten. Hierbei wurden im Wesentlichen zwei Typen unterschieden, der „Große Wohnhof“ (siehe Abb. 1 rechts) und der „Hohe Strassentrakter“ (= Stutzflügelhaus, siehe Abb. 1 links). 1840 war die Stadt sehr streng in

Altstadt, Vorstadt und Vororte gegliedert. Während es in der Altstadt zur Errichtung von großbürgerlichen Zinshäusern kam und der Adel den Hausstand reduzieren musste und somit die freistehenden Räume vermietete, kam es in der Vorstadt zur Errichtung der diese Zeit prägenden Bauten.

Abb. 1: li: Hohes Stutzflügelhaus – re: Arbeitergroßwohnhof (Rinnböckhof in Simmering) aus (Bobek & Lichtenberger, 1978)

In den Vororten entlang des Wienflusses und im Bereich Neulerchenfeld wurden hingegen zu Beginn der Gründerzeit vermehrt ein- bis zweigeschoßige Reihenhäuser errichtet, die dann gegen Ende der Frühgründerzeit von den typischen Bautypen abgelöst wurden. (Bobek & Lichtenberger, 1978)

### 2.1.4 Hochgründerzeit (1870 – 1890)

Neben der Schaffung eines breiten Gürtels aus Reihenhäusern entstanden neue Bautypen für die Arbeiter- und Mittelschicht. Dabei wurde zwischen drei Grundformen unterschieden:

- Nobelmiethaus der Ringstraße (siehe Abb. 2)
- bürgerliches Miethaus (Abb. 3 links)
- Arbeitermiethaus (Abb. 3 rechts)

Das Nobelmiethaus der Ringstraße ist durch die großzügige, parzellenförmige Anordnung charakterisiert. Dieser Bautyp wurde später von der bereits in den Vororten für das Großbürgertum entwickelten Wohnform, der Villa, abgelöst.

Typisch für die Miethäuser der Arbeiter war die Anordnung der Toiletten und der Wasserversorgung, welche gemeinschaftlich benutzt wurden, am Gang. Aus den Grundrissen in Abb. 2 links ist die für diese Bauform charakteristische Anordnung von Zimmer und Küche ersichtlich. An den Gebäudeenden wurden die Wohneinheiten durch ein Kabinett erweitert. Im Gegensatz zu den Arbeitermiethäusern befanden sich bei den bürgerlichen Miethäusern der Wasseranschluss und die Toilette in den Wohneinheiten (siehe Abb. 3). Zusätzlich entstanden in den Vororten das zweigeschoßige Seitenflügelhaus und das eingeschoßige Reihenhaus.

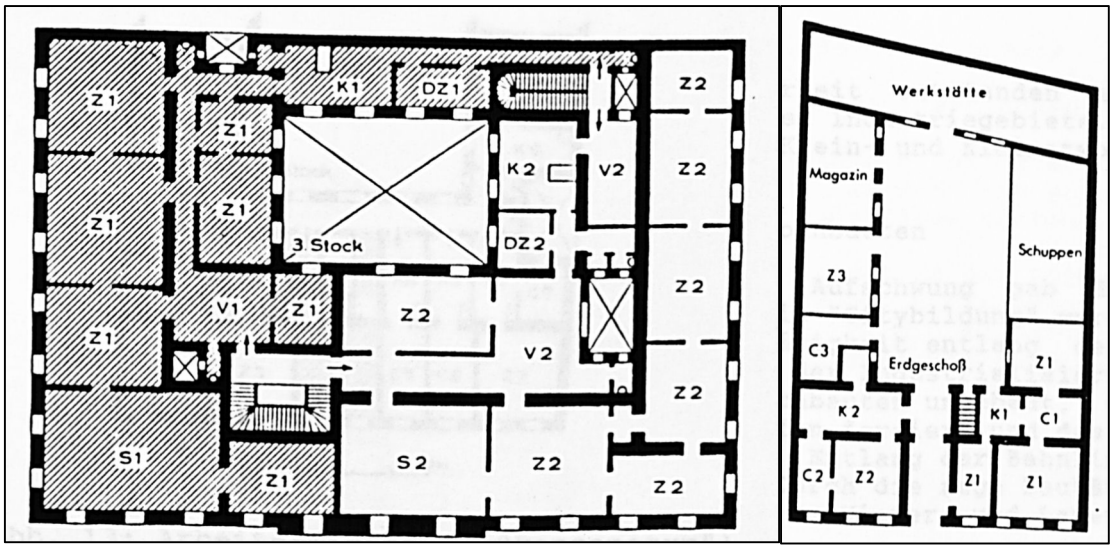



Abb. 2: li: Nobelmiethaus der Ringstraße - re: Reihenhaus in den Vororten aus (Bobek & Lichtenberger, 1978)

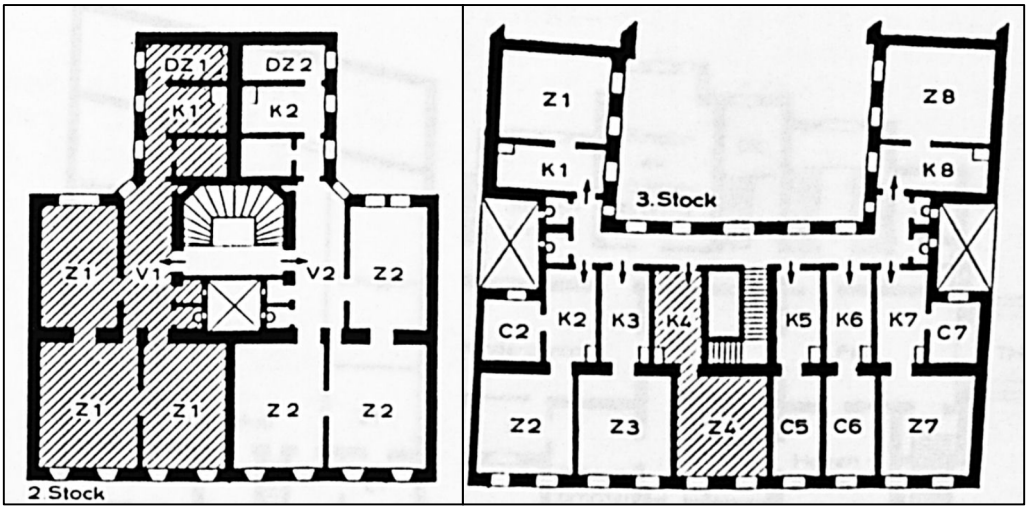



Abb. 3: li: Bürgerliches Miethaus - re: Arbeitermiethaus – „Bassena“ aus (Bobek & Lichtenberger, 1978)

Mit diesen neuen Bauformen war die Hochgründerzeit wenn man jene der Frühgründerzeit hinzuzählte jener Zeitabschnitt, welcher die meisten Bautypen stellte. (Bobek & Lichtenberger, 1978)

### 2.1.5 Spätgründerzeit (1890 – 1918)

Diese Epoche der Gründerzeit war durch den nochmaligen extremen Anstieg der Einwohner um etwa eine Million Menschen geprägt. Typisch für das Ende der Gründerzeit waren die Bautypen des Einfach- und Doppelten Strassentrakters (siehe Abb. 4 links). Des Weiteren wurde ein zukunftsweisender neuer Wohntyp in Form von kleinen Mittelwohnungen (2 Zimmer, Küche, Vorzimmer, Toilette und Wasserleitung) geschaffen. Auch bei den unteren Schichten, den Arbeitern, kam es beim Bau von Wohnhöfen zu einer Entwicklung von Kleinstwohnungen, die teilweise die Toilette und die Wasserleitung in die Einheit integriert hatten. Am Rande des Stadtkerns verdrängte die Mietvilla (siehe Abb. 4 rechts) als neuer Wohntyp die ebenerdigen Reihenhäuser aus der Hochgründerzeit in die äußeren Zonen von Wien. (Bobek & Lichtenberger, 1978)

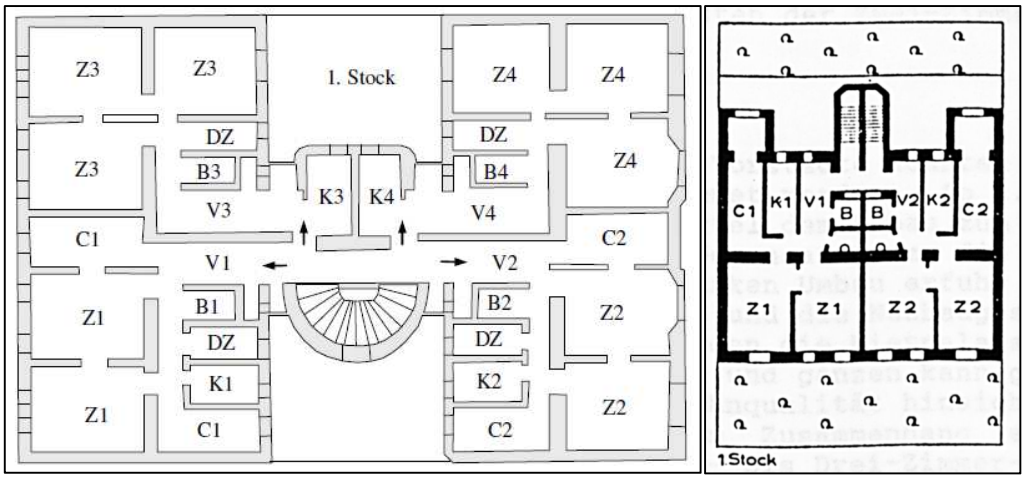



Abb. 4: li: Typischer Doppeltrakter – re: Reihenmietvilla in Hietzing aus (Bobek & Lichtenberger, 1978)

## 2.2 Geschichte des Mauerwerksbaus

Neben dem mechanischen und technischen Wissen ist es wichtig, sich bei Mauerwerk auch mit seiner Geschichte zu befassen.

Vor der heutigen industriellen Fertigung des Ziegelproduktes wurde Mauerwerk im Verband aus Naturstein errichtet. Bereits im 2. Jahrtausend v. Chr wurden dabei die aus Steinbrüchen gewonnen Blöcke nach technischen und vor allem handwerklichen Regeln ohne einem Verbindungswerkstoff (Mörtel) übereinander gestellt (Trockenmauerwerk). Zum Ausgleich von Unregelmäßigkeiten oder um ein Niveau herzustellen, kam als Füllstoff Erde oder Lehm zur Anwendung. Auch Holz kam zum Einsatz, wenn es darum ging, Lücken zu schließen. Die Griechen entwickelten die heute bekannten antiken Bauwerke zum größten Teil aus Marmorblöcken mit in den Stein eingelassenen Eisenklammern und Bleidübeln. Von den Pyramiden aus Ägypten kennt man die in jeder Schichte versetzten Stoßfugen. Die Griechen entwickelten die Kunst des Mauerwerksverbandes weiter, bis die quaderförmigen Steine handlich und mit Kalk- oder Lehmmörtel gemauert wurden. Schon damals schenkten andere Völker wie die Römer dem große Beachtung zu und nannten das netzförmige Mauerwerk „opus incertum“,

*„… das aus kleinen Steinen gemauerte, unregelmäßige, an seinen Ecken durch starke Quader eingefasste Bruchsteinmauerwerk. …“* (Vitruvius & Fensterbusch, 1996)

Mit diesem „römischen Beton“, der aus Zuschlagstoffen mit unterschiedlichen Körnungen und aus Kalkmörtel bestand, konnten im Gewölbebau sehr große Spannweiten überbrückt werden, da dieser durch Zugabe von hydraulischen Zusätzen (z.B. Ziegelbruchstücken) eine hohe Festigkeit erlangte. In weiterer Folge wurde der Gewölbebau revolutioniert und so kam es, dass Zuganker in Form von Holzbalken oder Stahlstangen eingesetzt wurden und dadurch der Bau von riesigen Kuppeln (z.B. Petersdom) möglich war. (Mislin, 1988)

Im Wiener Raum wurden im Mittelalter die Grund- bzw. Kellermauern ausschließlich aus Bruchsteinen errichtet. Nach der Verwendung von Naturstein als Mauerwerk wurde um 1600 die Konstruktion des Mischmauerwerks, welches aus einer Mischung von Bruchsteinmauerwerk mit Ziegelmauerwerk oder Gussmassen wie Beton bestand, angewendet.

In der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts fand aufgrund von wirtschaftlichen Begebenheiten ein Umdenken in Richtung der Konstruktion von Mauerwerk und seinem Werkstoff statt. Die Entwicklung gestaltete sich weg vom teuren Abbau in den Steinbrüchen und den damit verbundenen langen Wegen zu den Baustellen hin zur Entwicklung des Mauersteines. Dadurch wurden Neubauten ausschließlich aus Ziegeln hergestellt, Naturstein wie der Leithakalk fanden ihre Verwendung bei den Gebäudesockeln von Monumentalbauten.
In der Früh- und Hochgründerzeit wurde bei der Errichtung von Monumentalbauten wieder auf Naturstein zurückgegriffen, wobei das aufgehende Mauerwerk oft als Verblendmauerwerk ausgeführt wurde. In den sozial ärmeren Schichten wurden die Gebäude hingegen ausschließlich aus Ziegeln hergestellt. Um bei den Errichtungskosten im Wohnungsbau zu sparen, wurden beim Kellermauerwerk sehr oft Bruchsteine bzw. andere Baustoffe, wie z.B. von der alten Stadtbefestigung, verwendet. Da die Monumentalbauten in der Spätgründerzeit fast zur Gänze fertig gestellt waren, trat der Werkstoff Naturstein immer mehr in den Hintergrund und wurde zur Gänze vom Ziegel ersetzt. (Balak, 1990)

## 2.3 Konstruktion von Gründerzeithäusern in Wien

Dieses Kapitel soll einen Überblick über die konstruktiven Bauteile des Gründerzeithauses geben, von der Fundierung, den Geschoßdecken, den Wänden, der Fassade bis zum Dachstuhl.

### 2.3.1 Das Gründerzeithaus

Der Aufbau eines Gründerzeithauses bestand aus einem Keller, einem Erdgeschoß, einem Mezzanin, 3 - 5 Geschoße und einen nicht ausgebautem Dachraum. Ein Mezzanin (italienisch mezzo = halb) ist ein Zwischengeschoß und typisch für die Gründerzeit. Durch das Mezzanin, meist vor dem Erdgeschoß oder Hochparterre angeordnet, gelang es z.B. den 1. Stock höher zu legen. (Czeike, 2004),
(Pech & Zach, 2007) Die konstruktiven Ausführungsformen sind anhand eines Schnittes in Abb. 5 dargestellt. Die Beschreibung der Bauteile erfolgt in den Kapiteln 2.3.1.1 bis Kapitel 2.3.1.5.

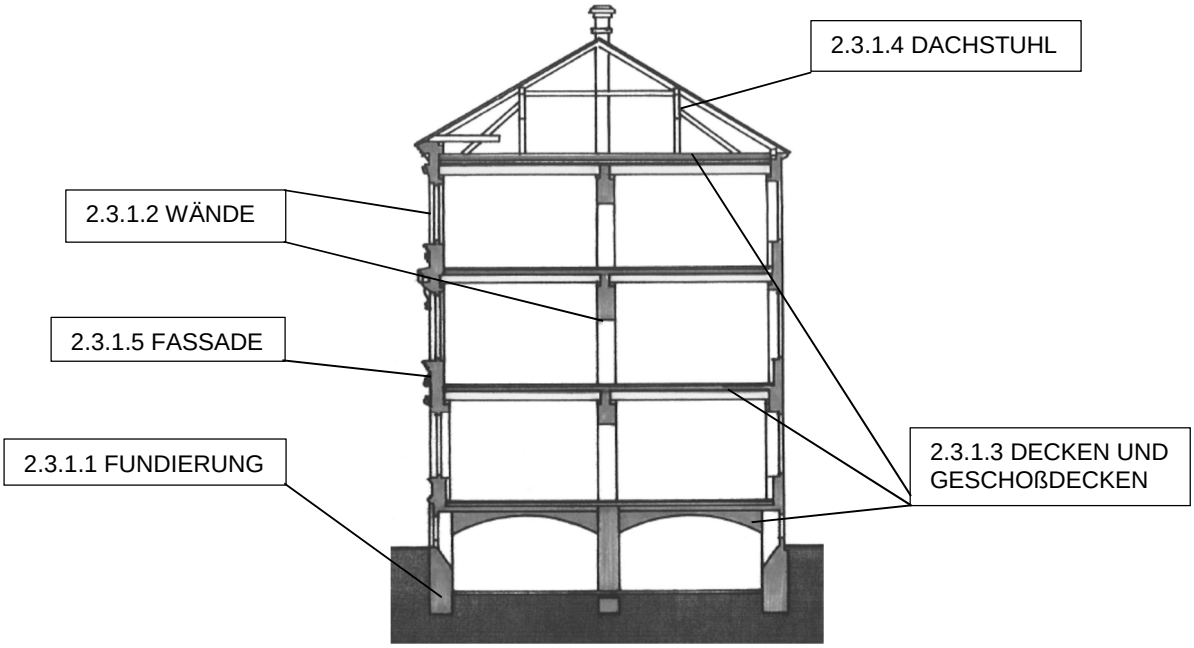



Abb. 5: Schnitt eines typischen Gründerzeithauses aus dem Archiv des Institutes 206 an der TU Wien

### 2.3.1.1 Fundierung

Die Wahl der Fundierung hing von der Tragfähigkeit des Untergrundes ab. Hierbei wurde zwischen Flach- und Tiefgründungen unterschieden. Bei tragfähigem Untergrund wurden vorwiegend Streifenfundamente in Form der Flachfundierung mit einer geringen Einbindetiefe ausgeführt (siehe Abb. 6). (Titscher, 1910) Während einer Untersuchungsreihe im Zuge des Forschungsprojekt „SEISMID“ wurde festgestellt, dass die Einbindetiefe mit den Mauerwerks-, Fundamentstärken und der Anzahl der Geschoße zusammenhing. Nicht unüblich war es, dass die Einbindetiefe und auch die Fundierungsart innerhalb eines Gebäudes sehr stark variieren konnten. (Achs, et al., 2011)

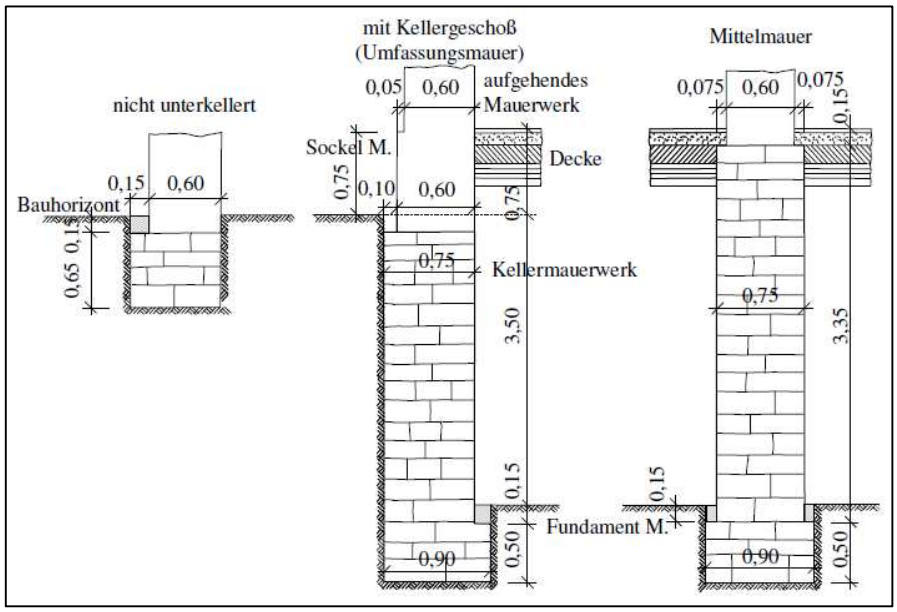



Abb. 6: Flachfundierung auf tragfähigem Untergrund nach (Titscher, 1910)

Wenn der Baugrund eine geringe Tragfähigkeit (weich und nass) hatte, bestand die Ausführungsform entweder aus liegenden Rosten (Abb. 7) oder aus stehenden Rosten (Pfahlgründung) (Abb. 8). Für beide Varianten wurde Eichen-, Lärchen-, Kiefer- oder Rotbuchenholz verwendet.

Bei der Variante der liegenden Roste wurden Längs- und Querbalken ausgefacht und unter dem Fundament angeordnet, damit eine gleichmäßige Druckverteilung in den Untergrund gewährleistet war. Die Ausfachung wurde mit Bruchsteinen verfüllt. Bei kleineren Gebäuden wurden die liegenden Roste mit Pfosten mit Abmessungen von 8 – 10 cm Dicke und 20 – 30 cm Breite ausgeführt und mittels Vernagelung lagegesichert. Auf die Ausfachung wurden Bretter genagelt und darauf die Konstruktion des Fundamentes errichtet. Bei größeren Gebäuden sah die Ausführung anstatt der Pfosten Schwellen mit einer Abmessung von 20 – 30 cm vor. (Balak & Pech, 2008), (Holzer, 2013)

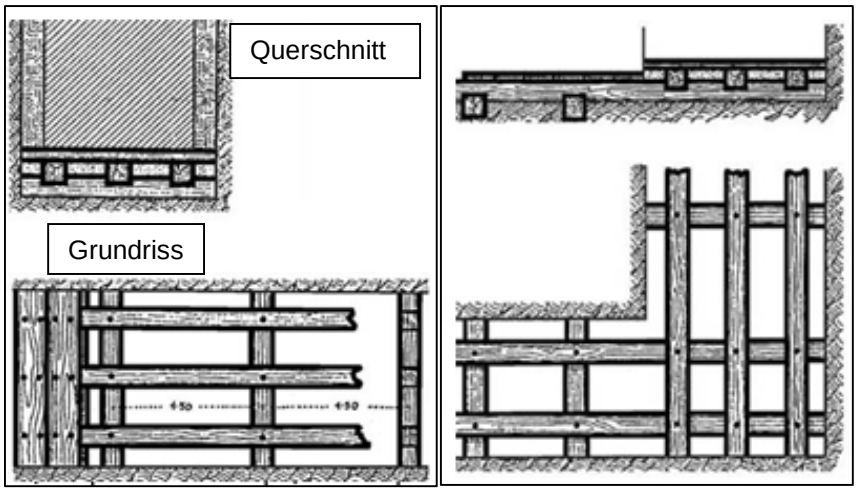



Abb. 7: li: Schwellenrost– eingegrabene Quer- oder Langsschwellen - re: Ausführungsform liegende Roste bei Gebäudeecke nach (Friedel, 1900)

In den Fällen, in denen keine andere Fundierungsart angewendet werden konnte, wurde die Ausführungsform der stehenden Roste, durch das Einrammen von Pfählen bis zur tragfähigen Schichte, ausgeführt. Dabei wurde der Boden unmittelbar in der Nähe der Pfähle durch das einrammen verdichtet, sodass direkt unter dem Fundament ein mittragender Bodenbereich aktiviert wurde. Um das Eindringen des Pfahles in den Baugrund zu erleichtern, wurde das untere Ende zugespitzt. Bei sehr schlechtem Untergrund wurde zusätzlich zu den Pfählen ein liegender Rost errichtet. Möglichkeiten der Pfahlanordnung sind in Abb. 8 dargestellt, wobei der Mindestabstand zwischen den Pfählen aus einer Pfahlbreite bestand. (Balak & Pech, 2008), (Holzer, 2013)

Diese Ausführungsform kam überwiegend bei Konstruktionen im Grundwasser zur Anwendung. Die Problematik stellte sich bei wechselnden Wasserspiegeln, da bei Luftzutritt die Pfähle zu faulen begannen und die Tragfähigkeit dadurch herab gesetzt wurde, dar. (Kolbitsch, 1989)

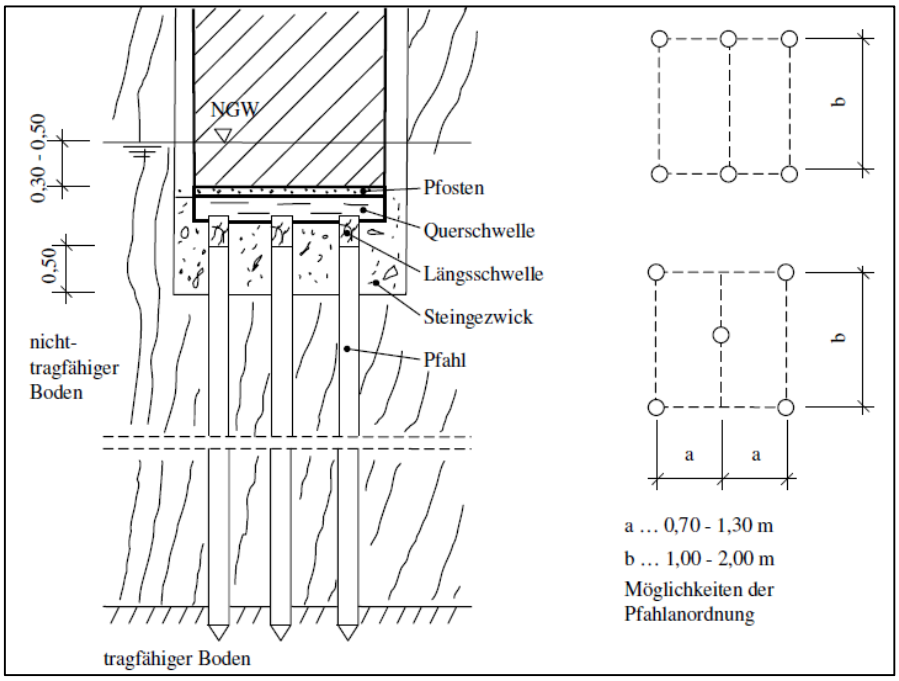



Abb. 8: Fundierungssituation im Grundwasser mittels Pfahlgründung nach (Kolbitsch, 1989)

### 2.3.1.2 Wände

Um die Lasten in den Untergrund über die vorwiegend aus Ziegel hergestellten, unbewehrten, einschaligen Wände abzuleiten, wurden diese, beginnend vom Dachgeschoß bis zum Keller hin, immer breiter (siehe Abb. 9). Die Ermittlung der Wandstärken erfolgte nicht wie heutzutage nach statischen Bemessungskonzepten, sondern nach traditionellen handwerkstechnischen Regeln bzw. später nach traditionellen Baugesetzen und den baupolizeilichen Bestimmungen. Aus Abb. 9 ist ersichtlich, dass Kellerwände bis zu einem Meter dick werden konnten. (Fisch, et al., 2008)

Ab 1859 wurde in der Wiener Bauordnung Mindestmaße für Wandstärken vorgegeben, in der Abhängigkeit und Berücksichtigung der abzutragenden Kräfte, der Deckensysteme und verwendeten Steine. (Kirchmayer, et al., 2011)

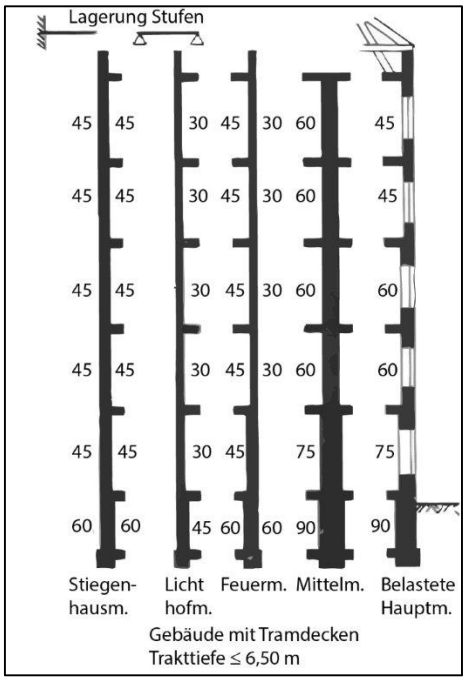



Abb. 9: Wandstärken lt. Wiener Bauordnung nach (Kolbitsch, 1989)

Die Mauerstärken ergaben sich aus handwerkstechnischen Vorschriften aus altösterreichischem Ziegel (siehe Kapitel 2.3.2.1) somit zu 14, 29, 44, 59 cm usw. Für die Wandstärkenbezeichnung wurden diese Werte auf 5 cm gerundet. (siehe Abb. 9) (Balak & Pech, 2008)

Die einzelnen Komponenten sowie das Mauerwerk im Verband selbst werden im Kapitel 2.3.2 erläutert. Die vertikale Lastableitung erfolgte von der Aufnahme der Einwirkungen, wie Wind und Schnee, über das Dach in die Wände, weiter in das Fundament bis in den Untergrund. Zusätzlich wurden die Nutzlasten aus den Geschoßdecken und die Eigengewichte der Bauteile über die Wände abgeleitet. Bei der Anordnung der lastableitenden Wände wurde in Außenmauern und Mittelmauer unterschieden. Die Außenmauern wurden durch die Lasten aus der Decke und den äußeren Einwirkungen beansprucht (z.B. Wind). Da die Mittelmauern zwei Deckenfelder teilten und es dadurch zu zwei Auflagerungen der Decken kam, wurden sie dementsprechend höheren Belastungen, aus den Decken, ausgesetzt. Die typische Anordnung der Wände „Außenmauer – Mittelmauer – Außenmauer“ ist in den Abb. 10 dargestellt.

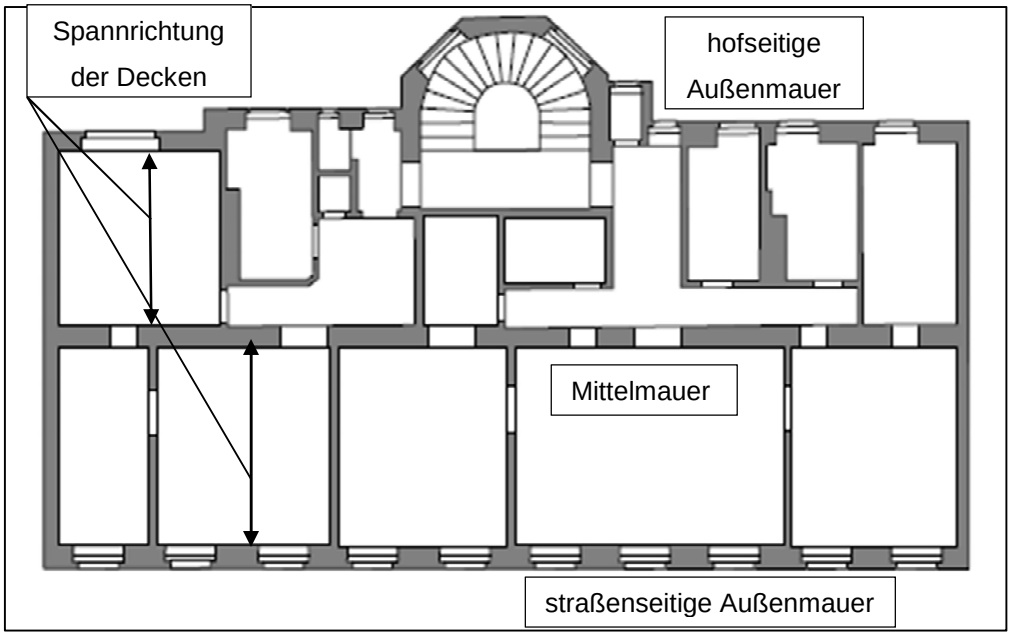



Abb. 10: Typischer Grundriss eines Gründerzeithauses nach (Achs, et al., 2011)

Der Mittelmauer kam dabei eine entscheidende Rolle zu, da diese vorwiegend anhand der Querschnitte der Kaminzüge (z.B. l/b = 45/60 cm oder 105/30 cm) dimensioniert wurde. Aus diesem Grund durfte im Bereich der Kamine keine Lastabtragung erfolgen und somit musste bei der Kamingruppe eine Auswechslung in den Decken gemacht werden (siehe Abb. 11).

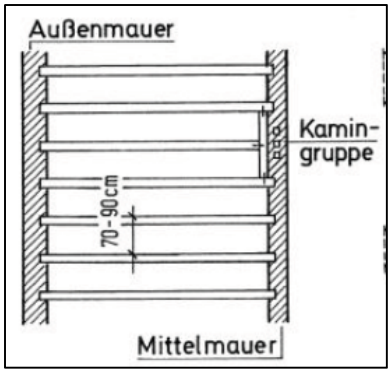



Abb. 11: Deckenauswechslung an der Mittelmauer bei einer Kamingruppe aus (Pauser, et al., 1986)

Dabei wurde ein Querbalken eingebaut, der die Kräfte vom Längsbalken im Bereich des Kaminzuges aufnahm und auf die nächstgelegenen Längsbalken verteilte. Diese Umlagerung der Krafteinleitung bewirkte eine höhere Belastung auf diese Balken im Bereich der Mittelmauer. (Kolbitsch, 2012)

### 2.3.1.3 Decken und Geschoßdecken

Den oberen Abschluss eines Kellers bildete in der Regel das Gewölbe (Tonnengewölbe, siehe Abb. 12), um eine luftdichte, brandschutzsichere und feuchtigkeitsbeständige Trennung zu den Wohnungen herzustellen. Um die Höhe der Räume besser ausnutzen zu können, wurden halbkreisförmige bogensegmentartige Gewölbe errichtet. (Fisch, et al., 2008)

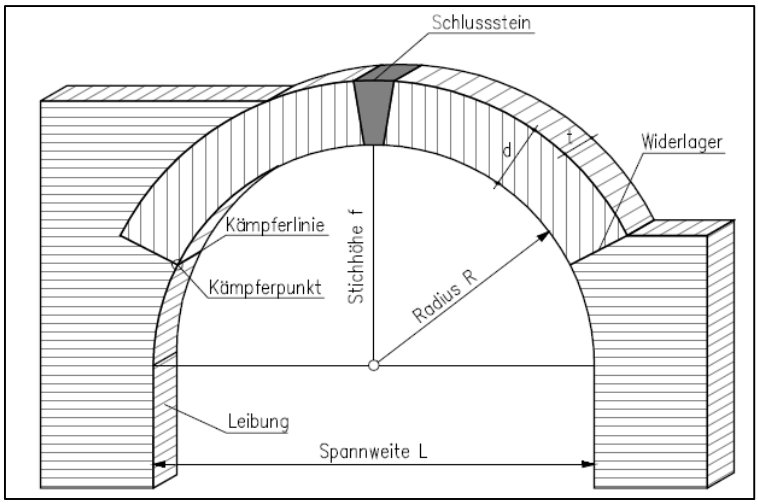



Abb. 12: Bestandteile eines Tonnengewölbes aus dem Archiv des Institutes 206 an der TU Wien

Die gängigste Ausführung war das Tonnengewölbe, bei dem der Stich, um die Raumhöhe besser ausnützen zu können, variierte. Bei einer Stichhöhe von etwa 1/6 – 1/12 der Spannweite sprach man von Kappengewölbe („Platzldecke“, siehe Abb. 15). Eine weitere Variante des Tonnengewölbes war jene mit Stichkappe, um die Belichtung im Keller zu verbessern (siehe Abb. 13). (Hart, 1965), (Fisch, et al., 2008)

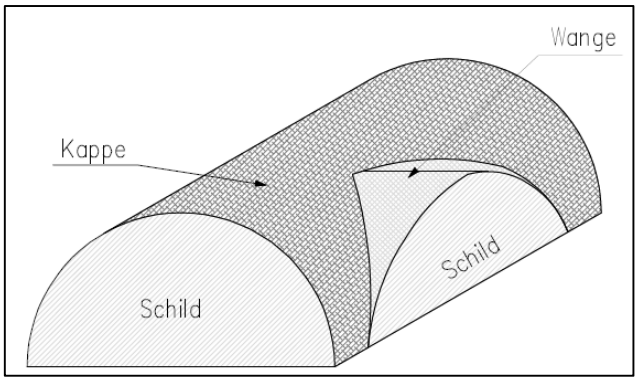



Abb. 13: Bestandteile einer Stichkappe aus dem Archiv des Institutes 206 an der TU Wien

Durch die bogensegmentartige Ausführung kam es bei diesen schalenartigen Tragstrukturen zu Gewölbeschub. Beim Gewölbeschub bewirken die nach außen wirkenden Schubkräfte eine Widerlagerverschiebung nach außen und bilden somit die häufigste Schadensursache. Die aufgenommenen Druckkräfte liefen entlang des Bogens und wurden an den Auflagern in Horizontal und Vertikalkräfte aufgeteilt (siehe Abb. 14 links) nach dem Prinzip: Je geringer der Stich, desto höher der Gewölbeschub. Diese Kräfte mussten von den Außenwänden aufgenommen werden. Um den Gewölbeschub besser aufnehmen zu können, wurden Schließen aus rechteckigen Eisenprofilen angeordnet. Dabei konnte die Anordnung gerade, schief oder gabelförmig (siehe Abb. 14 rechts) sein. (Hart, 1965), (Kolbitsch, 1989), (Fisch, et al., 2008)

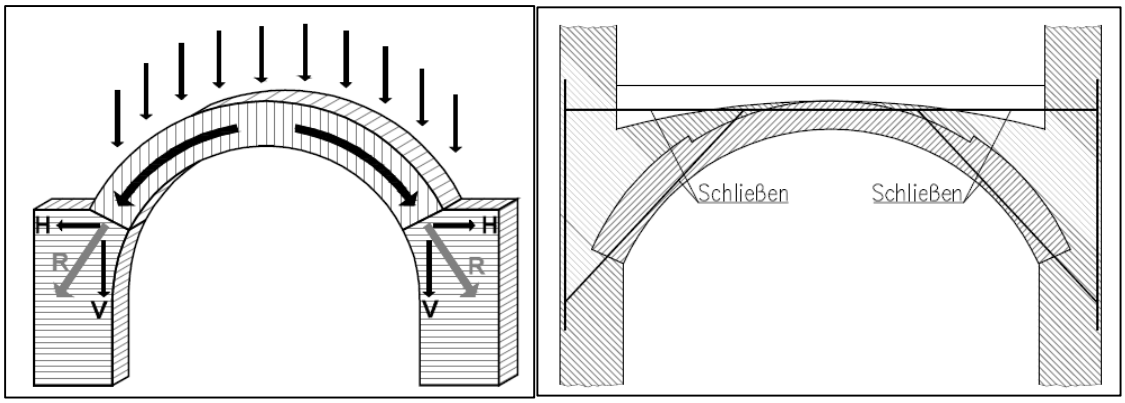



Abb. 14: li: Lastabtragung Gewölbe aus (Kurrer, 2002) – re: Anordnung von einer Gabelschließe aus dem Archiv des Institutes 206 an der TU Wien

Konstruiert wurden diese Gewölbe aus normalformatigen Mauersteinen und Kalk- bzw. Kalkzementmörtel mit geringem Zementanteil. Dadurch erlaubte der Mörtel dem Verband sich elastisch zu bewegen. Die Varianten der Gewölbe dienten vor allem dazu, um den Stich so niedrig wie möglich zu halten (≥ 30cm) damit größere Spannweiten erzielt werden konnten. So wurden z.B. Träger aus Eisen I-Profilen als Zwischenauflager verwendet. („Preuß`sche Kappendecke“) (Fisch, et al., 2008) Zur Aufnahme der auftretenden Zugkräfte ist in der rechten Abbildung in Abb. 15 eine Schließe angeordnet.

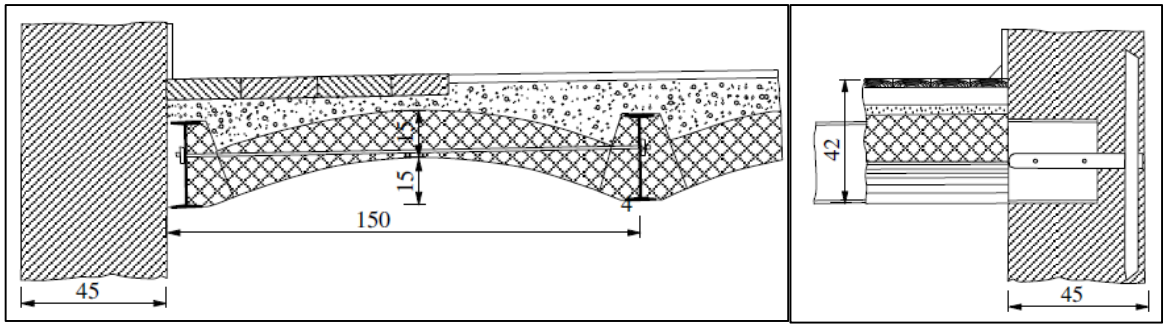



Abb. 15: Ziegelgewölbedecke zwischen Eisenträgern „Platzldecke“ oder „Preuß`sche Kappendecke“ nach (Titscher, 1910)

Eine der größten Problematik bei Gewölben stellte das Aussanden der Lagerfugen mit einhergehenden Setzungen dar. (Fisch, et al., 2008)

Um Baukosten und Gewicht zu minimieren, kamen vorwiegend Holzdecken als Abschluss zu den Geschoßen über dem Erdreich zur Ausführung, welche Spannweiten von bis zu 6 m überbrücken konnten und damit die üblichen Trakttiefen in den Gründerzeithäusern problemlos überspannten. Als oberste Abschlussdecke zum Dachgeschoß gelangten aufgrund von brandschutztechnischen Bauvorschriften Dippelbaumdecken oder Tramtraversendecken zur Ausführung.

Um die auftretenden Zug-, Druck und Schubkräfte aufnehmen zu können, wurden bei Holzdecken sogenannte „Schließen“ angeordnet. Somit wurde der Tram mit der Wand verbunden und es kam zu einer teilweisen aussteifenden Verbindung im Bereich des Wand- Deckenknotens. Die Ausführung der Schließen wurde meist aus rechteckigen 30 x 8 mm Eisen – Profilen hergestellt, dies führte zu der Problematik, dass diese aufgrund ihres geringen Querschnittes sehr korrosionsanfällig waren. Typische Ausführungsarten von Schließen sind in den Abb. 16 bis Abb. 18 dargestellt. (Kolbitsch, 1989)

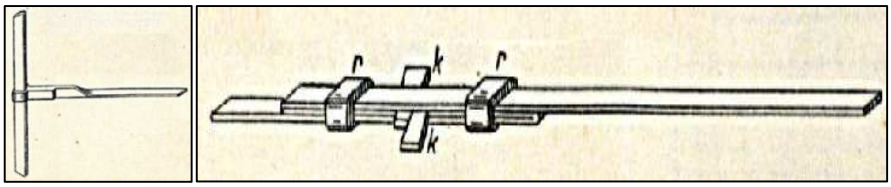


Abb. 16: Zugschließen li: Verankerung mit der Mauer – re: Keilschloß aus (Titscher, 1910)

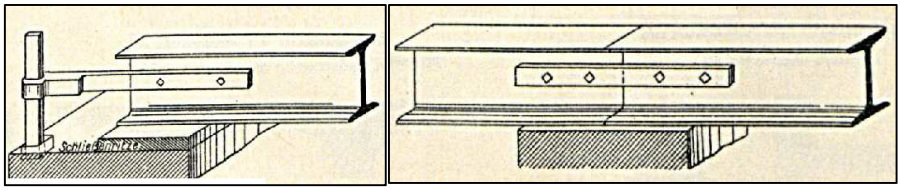


Abb. 17: li: Traversenschließen – re: Laschenverbindung aus (Titscher, 1910)

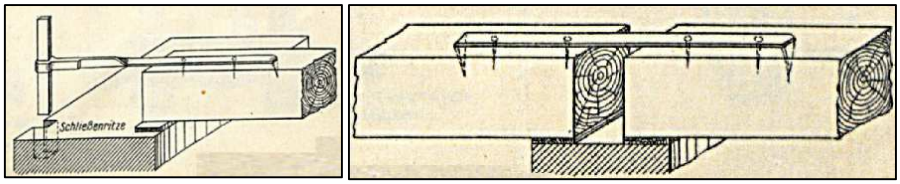



Abb. 18: li: Tramschließen – re: Schlagklammern aus (Titscher, 1910)

Aus dem Forschungsprojekt SEISMID wurde die Erkenntnis geschlossen, dass Schließen für die Tragfähigkeit bei Erdbebenbeanspruchung einen essenziellen Aspekt darstellen, da das Knicken der Wand aus der Ebene erschwert wird. Die Problematik in der Anordnung der Schließen liegt darin, dass es zu der Gründerzeit keine geregelten Vorschriften gab, welche die Anzahl und die Anordnung festlegte. Um eine effektive Aussage über die „schubsteife" Verbindung von Decke und Wand zu erhalten, ist eine Untersuchung, wo und wieviele Schließen vorhanden sind, notwendig. (Achs, et al., 2011)

Die Dippelbaumdecken bestanden aus an der Unterseite behauenen, Mann an Mann verlegten Balken aus Tannen- oder Fichtenholz, die mit Dübeln (Dippel) aus Eichenholz miteinander verbunden waren (siehe Abb. 19). (Kolbitsch, 1989)

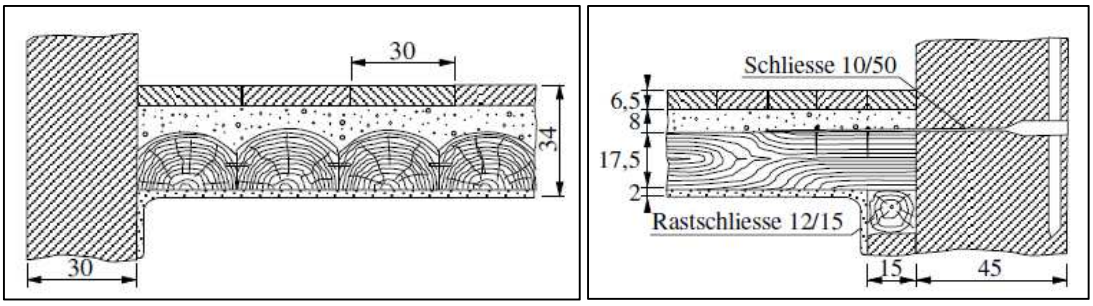



Abb. 19: Dippelbaumdecke li: Querschnitt – re: Längsschnitt nach (Titscher, 1910)

Tramdecken bestanden aus von allen vier Seiten behauenen Balken (Träme) vorwiegend aus Tannenholz und wurden in Querrichtung in einem Abstand von 75 – 100 cm verlegt und konnten in Längsrichtung eine maximale Stützweite von 6 m überspannen (siehe Abb. 20). (Kolbitsch, 1989), (Kirchmayer, et al., 2011)

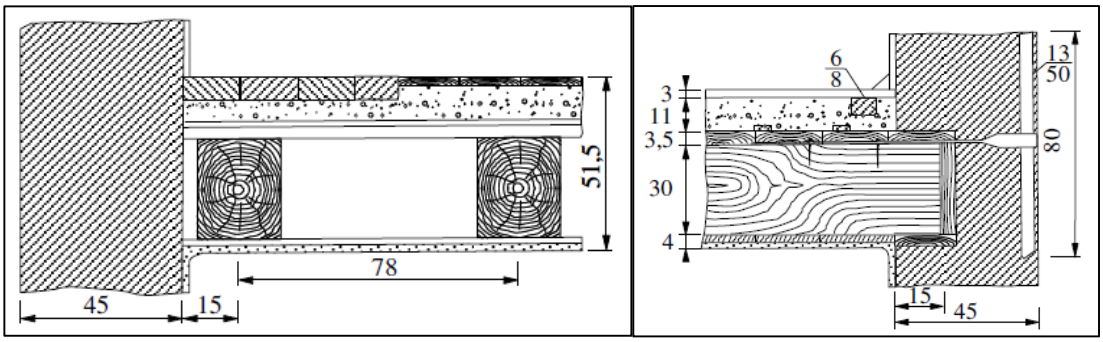



Abb. 20: Tramdecke li: Querschnitt – re: Längsschnitt nach (Titscher, 1910)

Im Bereich des Auflagers war der Hirnholzbereich der Träme sehr fäulnisanfällig. Aus diesem Grund wurden zum Schutz sogenannte „Tramkasteln“ ausgebildet, um einen direkten Kontakt mit dem, zum größten Teil feuchten Mauerwerk, zu verhindern und somit eine Belüftung der Tramköpfe zu schaffen. Gegen Ende des 19. Jahrhunderts wurden diese empfindlichen Hirnholzbereiche mit Karbolineum imprägniert. Um die Schwingungen der Decke zu dämpfen, durften die Träme nicht direkt auf das Mauerwerk aufgelagert werden und somit wurden die Holzbalken auf Rastbretter aus harzreichem oder imprägniertem Holz gelegt. (Kolbitsch, 2012)

Bei Arbeitermietshäuser wurden vorwiegend <u>Tramdecken mit versenkter Sturzschalung</u> verwendet (siehe Abb. 21). Diese Konstruktion wurde konzipiert, um die hohe Konstruktionshöhe der einfachen Tramdecke einzusparen.

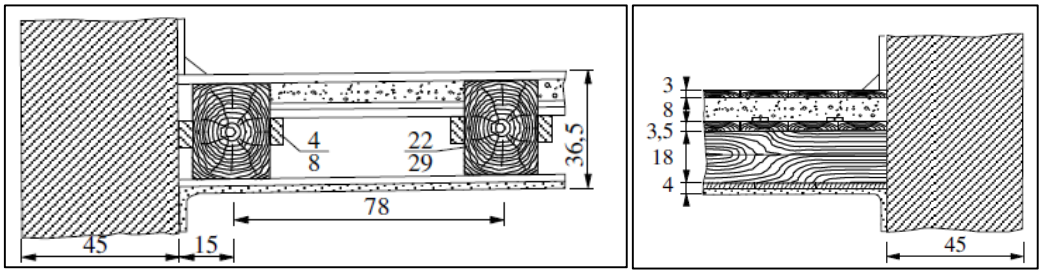



Abb. 21: Tramdecke mit versenkter Sturzschalung li: Querschnitt – re: Längsschnitt nach (Titscher, 1910)

Um wertvolle Deckenuntersichten in Prunkbauten oder Villen zu schützen, wurden <u>Fehltramdecken</u> konzipiert. Dabei wurde die Decke vom darunterliegenden Geschoß von der unteren Balkenlage der Fehltramdecke getragen (siehe Abb. 22). (Kolbitsch, 1989)

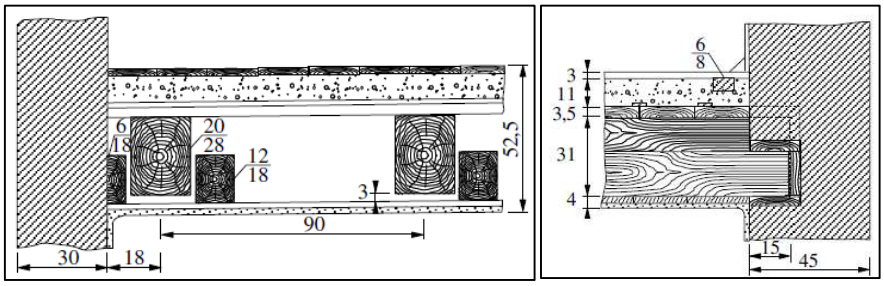



Abb. 22: Fehltramdecke links: Querschnitt – recht Längsschnitt nach (Titscher, 1910)

Die Tramtraversendecken bildeten einen Übergang zu stählernen Deckenkonstruktionen. Zur Überbrückung größerer Spannweiten wurden alle 3 – 4 m I oder C Walzprofile verlegt. Dese Ausführung kam eher bei Schulen und Verwaltungsgebäuden zum Einsatz. Eine typische Ausführungsform ist in Abb. 23 dargestellt. (Kirchmayer, et al., 2011)

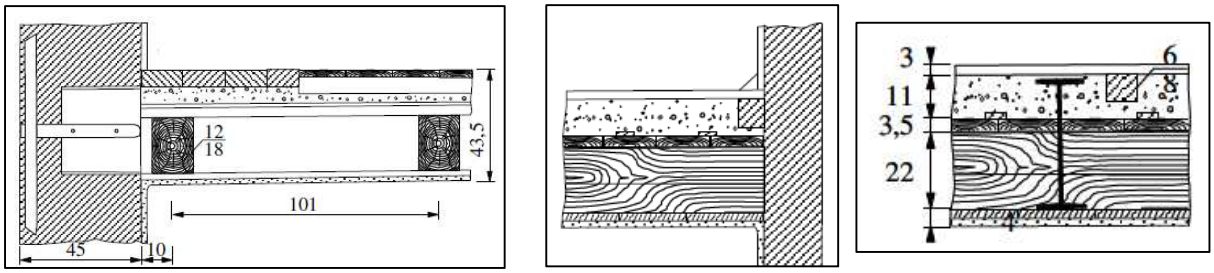



Abb. 23: Tramtraversendecke im Quer- und Längsschnitt nach (Titscher, 1910)

### 2.3.1.4 Dachstuhl

In der Gründerzeit wurde vor allem der doppelt stehende Pfettendachstuhl mit freiliegendem Bundtram, auch unter der Bezeichnung „Wiener Dachstuhl“ bekannt, ausgeführt. Bei dieser Ausführung wurden Spannweiten bis 12 m, mit Gespärreabständen von 3,5 bis 5 m, überbrückt. Diese Konstruktion wurde bei Dächern mit Neigungen von 25 ° bis 45 ° ausgeführt.

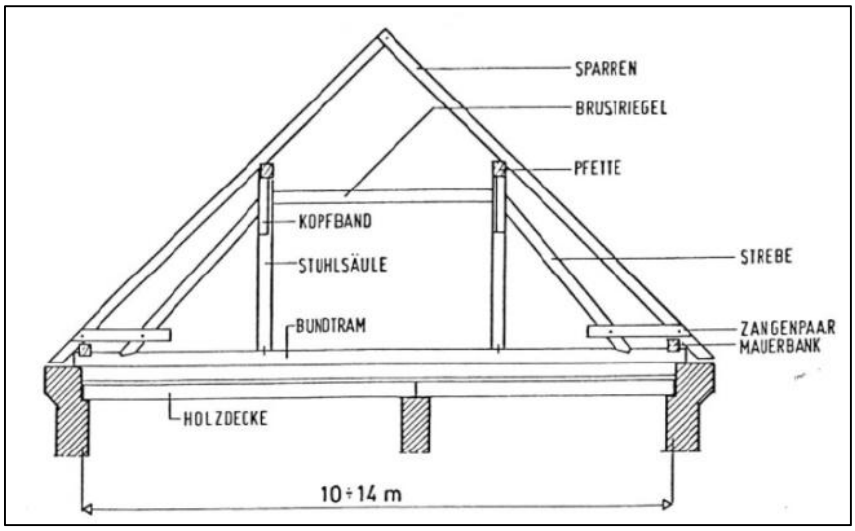



Abb. 24: „Wiener Dachstuhl” des 19. Jahrhunderts aus (Kolbitsch, 1989)

Neben dem „Wiener Dachstuhl“ kamen Kehlbalkendächer mit und ohne Kniestock, Trapezhängewerke mit und ohne Kniestock sowie mit Bundtram und liegende Dachstühle zur Ausführung. (Kolbitsch, 1989)

### 2.3.1.5 Fassade

Bei der Gestaltung der Fassade wurde in straßenseitig und hofseitig unterschieden. Während die hofseitige Fassade oft nur mit Putz versehen wurde, gliederte sich die straßenseitige Fassade hingegen prunkvoll durch Anordnung von Balkonen, Erkern oder Gesimsen. Gesimse sind horizontale, gliedernde Bänder an der Fassade, die je nach Lage in Sockel-, Gurt- (Geschoße) oder Hauptgesimse (Traufe) unterschieden wurden. Typische Ausführungsarten für Hauptgesimse sind in Abb. 25 dargestellt.

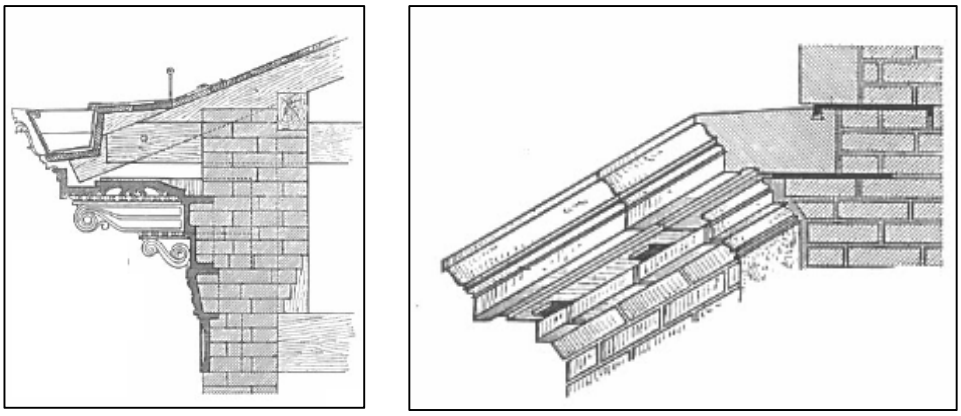


Abb. 25: li: Hauptgesimse mit auskragenden Formsteinen aus Terrakotta – re: Hauptgesimse aus Werkstein mit Verankerung aus Eisen aus (Fisch, et al., 2008)

Neben dem schmückenden Charakter an der Fassade, hatten Gesimse vorwiegend die Aufgabe, Absätze, aufgrund der geschoßweise verschiedenen Mauerstärken in der Außenwand zu kaschieren oder Kastenfenster räumlich hervorzuheben. Zum Schutz vor Witterung wurden die gemauerten Gesimse mit Blech abgedeckt. (Fisch, et al., 2008)

In Abb. 26 bis Abb. 29 sind typische Fassaden dargestellt, welche die Vielfalt der Gestaltung veranschaulichen sollen. Die Bilder wurden vom Autor aufgenommen und die Informationen über den Bautyp und das Baujahr wurden (Wien, 2015) entnommen.

Abb. 26: li: Alser Straße 43, Baujahr 1909, Bautyp Doppeltrakter – re: Alser Straße 30, Baujahr 1887, Bautyp Mehrhofhaus

Abb. 27: li: Alser Straße 18, Baujahr 1904, Bautyp Doppeltrakter – re: Alser Straße 16, Baujahr 1875, Bautyp Straßentrakter

Abb. 28: li: Lange Gasse 72, Baujahr 1910, Bautyp Doppeltrakter – re: Lange Gasse 52, Baujahr 1878, Bautyp Doppeltrakter

Abb. 29: li: Josefsgasse 11, Baujahr 1892, Bautyp Eckhaus – re: Lange Gasse 10, Baujahr 1903, Bautyp Eckhaus

Ein weiteres Gestaltungselement der Fassade stellen die Balkone dar. Die Auskragungen wurden als gemauerte oder mit durchgehenden Eisenträgern gefertigte Konsolen ausgeführt. Eine weitere Konstruktion waren Eisenträger, die im Mauerwerk eingefügt waren. Um die Druckfestigkeit in den Auflagerpunkten zu erhöhen, kam auch Naturstein zur Anwendung. Die Balkonplatten wurden aus Eisenbeton oder gewölbtem Mauerwerk ausgeführt. Leichte Bausteine (z.B. Sandstein) kamen für den Erker zum Einsatz, um die Auflast zu verringern.

Zu Beginn der Gründerzeit waren die Häuser außerhalb des Gürtels vorwiegend als Massenunterkünfte gebaut worden. Mit fortschreitender Verbesserung der Lebensstandards kam auch immer mehr der Wunsch nach Verbesserung der Wohnqualität auf und somit das Thema der Nachrüstung von Balkonen. In Richtung der Balkenlage der Deckenkonstruktion können Balkone als Auskragungen in Spannrichtungen mit geringem Aufwand errichtet werden. Dabei muss beachtet werden, dass die Balkenlage pro Geschoß abwechselnd sein kann, ganz nach dem Prinzip der kürzesten Spannweite.

(Fisch, et al., 2008)

### 2.3.2 Ziegelmauerwerk

Das Ziegelmauerwerk setzt sich aus dem Verbund des Mauersteins und Mörtels zusammen. In diesem Kapitel soll ein Überblick über die Herstellung und die Konstruktionsarten/-formen von Ziegel, Mörtel und dem Verbund gegeben sowie die Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk betrachtet werden.

#### 2.3.2.1 Ziegel

Während Natursteine bzw. Bruchsteine in Form geschlagen wurden, war es bei künstlichen Steinen, wie dem Ziegel, der aus Ton oder Lehm mit oder ohne Zusatzstoffen, bestand, notwendig, diesen durch geeignete mechanische Prozesse in Form zu bringen. (Achs, et al., 2011)

Anfangs der Gründerzeit (1830) wurde der Ziegel im händischen Streichverfahren hergestellt. Mit der Industrialisierung um 1900 wurde er dagegen vorwiegend maschinell produziert. Der Vorteil in der maschinellen Fertigung lag darin, dass jeder geformte Ziegelstein dem anderen gleicht und es somit einfacher wurde, die mechanischen Eigenschaften eines Mauerwerks zu bestimmen. (Achs, et al., 2011), (Kirchmayer, et al., 2011)

Beim Streichverfahren wurde der Ton in einen Tonsumpf, eine ausgepflasterte Grube, im Herbst eingebracht, um im Winter durchzufrieren. Dies hatte das Ziel, den Ton aufzulockern, um ihn besser bearbeiten zu können und von einzelnen Stoffen wie schwefelsaure Verbindungen zu lösen. Anschließend wurde der Ton geschlämmt, um schädliche Bestandteile zu lösen. Dazu wurde beim Schlämmen der Ton soweit verdünnt, dass er gut zu rühren war. Während dieses Rührprozesses setzten sich die schweren Bestandteile ab und konnten beim Ablassen der Flüssigkeit entfernt werden. Die weiterzuverarbeitende Masse wurde in Wasser oder feinen Sand getaucht und in Holz- oder Eisenformen in Form gebracht. Das Formen des Ziegels wird nach (Balak, 1990) als „Streichen“ bezeichnet. Nach der Formgebung wurde der Ton entweder im Freien, in Trockenscheunen oder in beheizten Räumen etwa zwei bis drei Wochen lang getrocknet. Nachdem der Ziegelton ausgetrocknet war, wurde er entweder im Feld- oder Ofenbrand (z.B. Ringofen) gebrannt. (Balak, 1990)

Im Gegensatz zum händischen Streichverfahren wird beim maschinellen Prozess der abgebaute Ton von Halden ins Werk transportiert. Anschließend wird der Ton in den Beschicker gefördert und durch Mühlen und Walzen aufbereitet. Danach wird er wie beim Streichverfahren auf eine verarbeitbare Konsistenz mit Wasser, Sand und zusätzlichen Porosierungsstoffen, um wärmedämmende Poren zu erzeugen, gebracht. Über Förderbänder gelangt der Ton in das Sumpfhaus und von dort aus über Siebrundmischer in die Ziegelpresse. Die Verfestigung erlangen die feuchten Rohlinge nachdem sie bei etwa 100 °C getrocknet wurden beim Brennen (Sinterung) im Ofen bei ca. 800 – 1000 °C.
(Wienerberger AG, 2015)**,** (Jäger & Marzahn, 2010)

Die am häufigsten hergestellte Form war der Mauerziegel (MZ), der einen Lochanteil von 0 % (Vollziegel) (siehe Abb. 30) bis maximal 25 % (Mauerziegel gelocht) der Lagerfläche hatte.
(Pech & Kolbitsch, 2005)

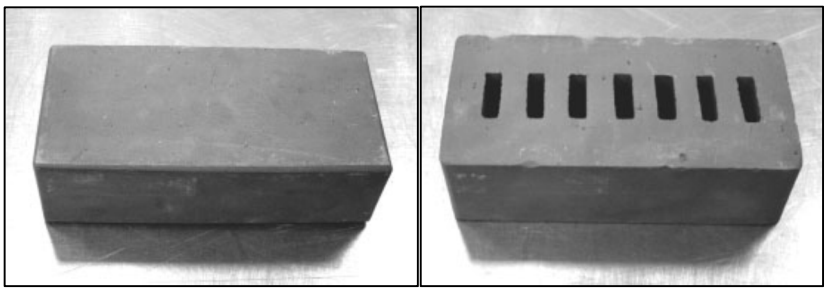


Abb. 30: li: Vollziegel mit 0% Lochanteil – re: Vollziegel mit 15% Lochanteil an der Lagerfläche aus (Jäger & Marzahn, 2010)

Da es in der Gründerzeit viele verschiedene Ziegeleien gab, führte das zu unterschiedlichen Ziegelformaten und heutzutage zu Problemen bei der Zustandsbeurteilung des Mauerwerks, da man oftmals

kostenaufwändige Probebohrungen und Versuche durchführen muss, um die Eigenschaften des Mauerwerkes und dessen Bestandteile bestimmen zu können. (Achs, et al., 2011)

Der Problematik, dass viele verschiedene Ziegeleien ihre eigenen Abmessungen produzierten, wurde mit der Wiener Bauordnung 1883 (§42) entgegengewirkt und ein standardisiertes Ziegelformat mit einer Länge von 29 cm, einer Breite von 14 cm und einer Dicke von 6,5 cm festgesetzt, um damit eine Orientierung an den Dimensionen zu schaffen. (Kirchmayer, et al., 2011)

Tab. 1 und Tab. 2 sollen einen Überblick darüber geben, wie viele unterschiedliche Ziegelformate im Laufe der Geschichte in Österreich hergestellt wurden.

| Epoche | Steinformat [mm] | Hersteller |
|---|---|---|
| Barock (17. - 18. Jhdt.) | 288 x 170 x 66 | unbekannt |
| | 330 x 165 x83 | unbekannt |
| | 300 x 150 x 60 | unbekannt |
| | 314 x 157 x 79 | Fortifikationsmass |
| | 288 x 138 x 70 | Kaiserliches Ziegelpatent 715 "Österreichisches Format" |
| 19. Jhdt. | 288 x 138 x 70 | Alois Miesbach in Meidling |
| | 288 x 138 x 70 | Giacomo Corrigliano in Inzersdorf |
| | 301 x 144 x 66 | Heinrisch Drasche ab 1857 |
| | 300 x 145 x 70 | Ziegelwappen "W" nach 1869 |
| | 290 x 140 x 70 | Firma Wienerbeger "Österreichisches Format" |

Tab. 1: In Österreich verwendete Ziegelformate nach (Schirmböck, 1978)

| Ziegelformat [mm] | Zeit |
|---|---|
| 53 x 145 x 289 | 1830 - 1876 |
| 66 x 132 x 289 | 1820 - 1876 |
| 70 x 140 x 230 | 1880 - 1910 |
| 70 x 140 x 290 | 1876 - 1920 |
| 50 x 150 x 300 | 1876 - 1920 |

Tab. 2: Beispiele von Ziegelformate aus Österreich von 1820 bis 1920 nach (Wohlrab, 1980)

In der Spätphase der Gründerzeit wurden vorwiegend Ziegelformate mit der Bezeichnung „HD“ (Heinrich Drasche) produziert. In Tab. 3 sind Bespiele für Steinfestigkeiten aus der Bauzeit angegeben. (Kirchmayer, et al., 2011)

| Steinbezeichnung | Druckfestigkeit $f_b$ [N/mm²] | Zugfestigkeit $f_z$ [N/mm²] | Schubgfestigkeit $f_{vk}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|
| Ziegel, gewöhnlich | 6,0 – 12,0 | 1,0 | 1,2 |
| Ziegel, gut | 14,0 – 25,0 | 2,0 | |
| Handschlagziegel | 15,0 – 30,0 | 2,5 – 5,0 | |
| Maschinenziegel | 20,5 – 23,0 | - | |
| Klinker | 30,0 – 90,0 | 100 | |

Tab. 3: Steinfestigkeiten zur Bauzeit nach (Kirchmayer, et al., 2011)

Der Normalformatziegel (NF 25 x 12 x 6,5 cm) wurde im heutigen Mauerwerksbau fast zur Gänze vom Hochlochziegel und anderen Formaten abgelöst, da die Herstellung des Mauerziegels sehr aufwendig ist und bei den heute üblichen Wandstärken die bauphysikalischen Anforderungen nicht erreicht werden. Somit kommt dieses Format hauptsächlich bei Sanierungen von Altbauten zum Einsatz.
(Pech & Kolbitsch, 2005)

#### 2.3.2.2 Mörtel

Mörtel ist ein Baustoff, der sich aus Zuschlägen, das sind Gesteinskörnungen mit einem Korndurchmesser von bis zu 4 mm, Bindemittel (Kalk oder Zement), ev. Zusatzstoffen und Wasser zusammensetzt. Die Aufgaben des Mörtels im Verbund mit dem Ziegel bestehen darin, die auftretenden Druck-, Schub-, Zug- und Biegespannungen aufzunehmen und eine kraftschlüssige Verbindung herzustellen. Des Weiteren dient der Mauermörtel zum Toleranzausgleich der Unebenheiten und zur vollflächigen Lagerung im Verband. Eine weitere Aufgabe des Mörtels besteht darin, die Stoßfugen vor Witterungseinfluss abzudichten.
Bei der Zusammensetzung spielt das Bindemittel eine wesentliche Rolle, da es dem Mörtel die Festigkeit verleiht, indem es durch chemische Prozesse aushärtet. Bei der Aushärtung wird in nichthydraulische (Lehm, Baukalk, Gips, Anhydritbinder, Magnesiabinder und Schamotte), welche nur an der Luft erhärten, oder hydraulische (Zement, spezielle Formen von Kalk und Mischbinder), welche an der Luft und unter Wasser erhärten, Bindemitel unterschieden. Des Weiteren kamen noch Portland und Hochofenzement sowie Putz- und Mauerbinder als Bindemittel zum Einsatz. Für die Festigkeit des Mörtels ist das Verhältnis von Zuschlägen zum Bindemittel entscheidend. Im Fall, dass mehr Bindemittel als Gesteinskörnungen vorhanden ist, weist der Mörtel eine geringe Festigkeit auf und es kommt zum „Absanden“. Andernfalls schwindet der Mörtel und es kommt zu Rissen. (Jäger & Marzahn, 2010),
(Achs, et al., 2011), (Moschig, 2008)
In der Gründerzeit wurden vorwiegend Luftkalke verwendet. Das Erhärten nur durch Luftzufuhr kann folgende Probleme nach sich ziehen:

- Die Baugrube wird zu schnell verfüllt, dadurch wird der Abbindeprozess unterbrochen.
- Große Mauerstärken trocknen sehr langsam von außen nach innen aus, dadurch kommt es zu Setzungen (Trocknen mit Kohle) bzw. die Wand bleibt feucht
- Das Nachverfugen mit Zementmörtel an der Fassade geschieht zu früh. Kalkmörtel schwindet deutlich schneller als Zementmörtel.
- Der Verputz wird zu früh aufgebracht, dadurch kann er auf Grund von Setzungen reißen.

Oft kamen auch billigere Produkte zum Einsatz, die mit Lehm oder Erde verunreinigt waren. Dadurch hatte der Mörtel (Sparkalk) weniger Druckfestigkeit und konnte schlechter abbinden. (Fisch, et al., 2008)
Um den Haftverbund zum Ziegel, das Wasserrückhaltevermögen, die Verarbeitbarkeit, die Verarbeitungszeit, den Frostwiderstand, usw. zu beeinflussen, wurden Zusatzmittel bzw. -stoffe gezielt eingesetzt. Zusatzmittel können dabei z. B. Luftporenbildner, Dichtungsmittel, Haftverbesserer, Beschleuniger oder Verzögerer sein. Als Zusatzstoffe kommen z.B. Gesteinmehle, Flugasche, Farbpigmente oder Trass zum Einsatz. (Jäger & Marzahn, 2010)

### 2.3.2.3 Mauerwerk

Im Vergleich zu Konstruktionen, die aus anderen Werkstoffen, wie z.B. Stahlbeton oder Stahl, mit maschineller Fertigung hergestellt werden, abgesehen von Verbindungen wie Schweißen oder Schrauben, beruht das Errichten einer Wand aus Mauerwerk bis heute auf traditioneller Handwerksarbeit. Aber auch diese Entwicklung passt sich der Zeit an und während in der Gründerzeit der Mörtel noch mit der Kelle in die Lager- und Stoßfugen aufgetragen wurde, werden heutzutage Ziegel mit plangeschliffenen Flächen verwendet und das Auftragen des Mörtels mit Rollen führt zu einem effizienteren Versetzen einer Wand. In diesem Kapitel wird ein Überblick über die Konstruktionsweisen, den Festigkeitseigenschaften sowie die Bemessung von Ziegelmauerwerk gegeben.

#### 2.3.2.3.1 Konstruktion von Mauerwerk

Hinsichtlich der Definitionen für die unterschiedlichen Wandarten wird auf die ÖNORM EN 1996-1-1 verwiesen. Die wesentliche Unterscheidung in der Konstruktionsform von Mauerwerk liegt darin, ob das Mauerwerk einschalig oder zweischalig ausgeführt wird und ob diese bewehrt oder unbewehrt sind. In dieser Diplomarbeit wird ausschließlich auf einschalige unbewehrte Konstruktionsformen eingegangen.

#### 2.3.2.3.2 Verbandsarten

Betreffend der Aufteilung der Ziegelsteine und -formate wird auf Kapitel 2.3.1.2 und Kapitel 2.3.2.1 verwiesen. Die Art und Weise, Mauersteine zu versetzen, wird als „Verband“ bezeichnet.
Um einen gleichmäßigen geometrischen Verband herstellen zu können, wurde bei keramischen Steinen ein quaderförmiger Körper mit einem Verhältnis von Dicke zu Breite zu Länge = 1:2:4 festgelegt (siehe Abb. 31).

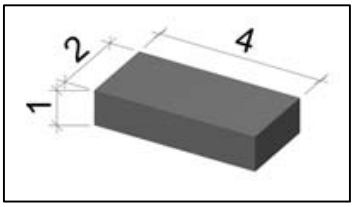



Abb. 31: Verhältnis Ziegelformat aus (Balak, 1990)

In der Mitte der Hochgründerzeit (1876) wurde der Mauerstein nach dem Metermaß produziert und musste folgenden Regeln entsprechen:

$$L = 2 \cdot \mathrm{B} + \mathrm{S} \tag{1}$$

$$B = \frac{L - S}{2} \tag{2}$$

$$H = \frac{B - S}{2} \tag{3}$$

L … Steinlänge in cm

B … Steinbreite in cm

H … Steinhöhe in cm

S … Fugenstärke in etwa 10mm

Eine Beschränkung der Ziegeldicke, welche mit max. 7 bis 7,5 cm als Richtmaß festgelegt wurde, war aufgrund des Trockenvorganges durch die Fabriken gegeben. (Balak, 1990)
Der Verbund zwischen Ziegel und Mörtel ist vor allem dadurch gekennzeichnet, dass er andere Festigkeitseigenschaften, E-Module und Querdehnzahlen aufweist als die einzelnen Komponenten.
Das Mauerwerk ist aus horizontalen Schichten, die als Scharen bezeichnet werden, gebildet. Jeder Stein ist allseitig im Verband von Fugen umgeben. Parallel zur Auflagerfläche liegende Fugen bezeichnet man als „Lagerfugen“, jene Fuge, die sich an der breiten Seite des Ziegels befindet, wird als „Stoßfuge“ bezeichnet. Die Fugenstärke der Lagerfugen betrug ungefähr 12 mm und die der Stoßfugen in etwa 10 mm. Die Höhe jeder einzelnen Schare setzt sich aus der Ziegelhöhe und der Lagerfugendicke zusammen. Bezüglich der Lage der Steine wird in „Läufer“ und „Binder“ (Strecker) unterschieden. Der Läuferstein ist parallel zur Mauerlängsachse angeordnet, während der Binderstein rechtwinkelig zur Mauerlängsachse liegt. Die Tatsache, dass die Verbände nach handwerkstechnischen Regeln errichtet wurden und dabei keine durchgehende Fuge über mehrere Scharen zustanden gekommen war, ist die Begründung, welche die Tragfähigkeit des Mauerwerks rechtfertigt. Eine weitere Verbesserung der Tragfähigkeit wurde durch die Anordnung von Mauerankern (Schließen) erzielt, die eine kraftschlüssige Verbindung gegenüberliegender Mauern und des Knotens von Mauer und Holzdecke schafft. Bis zur Einführung des Eurocodes (2009), erfolgte der Abschluss einer Wand durch „Roste“ nach ÖNORM B 3350, damit die horizontalen Zugkräfte in Höhe der Decke aufgenommen werden können.
(Balak & Pech, 2008) Da die ÖNORM B 3350 nicht mehr gültig ist, erfolgt die Regelung der „Roste“ nach dem aktuellen Stand der Technik im Eurocode 2 unter der Bezeichnung „Ringanker“. Nachfolgend sind die gängigsten Verbandsarten der Gründerzeit angeführt.

**Läuferverband**

Der Läuferverband fand seine Anwendung vorwiegend als Scheide- oder Trennwand und wird nur aus Läuferscharen versetzt. Die Verzahnung erfolgt dabei auf Verzahnung ½ Ziegellänge. Eine typische Anordnung ist Abb. 32 zu entnehmen. Die maximalen Abmessungen einer Wand aus Läuferverband betrugen in der Höhe 4,5 m und in der Länge 6,5 m. (Balak, 1990)

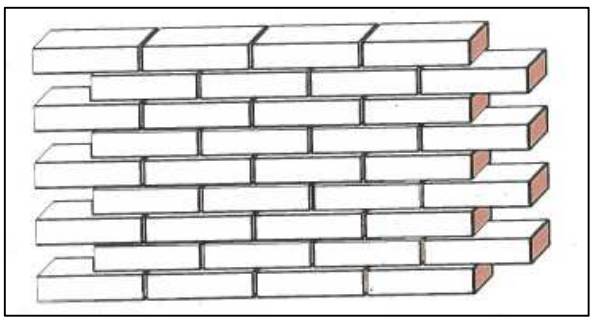


Abb. 32: Läuferverband nach (Bargmann, 1993)

**Binderverband**

Dieser Verband besteht ausschließlich aus Binderelementen und wurde aufgrund seiner geringen Tragfähigkeit bei Wänden für eher untergeordnete Zwecke verwendet. In Abb. 33 ist zu erkennen, dass die Steine somit um einen ¼ Stein versetzt wurden. Daraus ergibt sich, dass die Verzahnung und die Abtreppung auch jeweils um ¼ Stein erfolgten. (Balak, 1990)

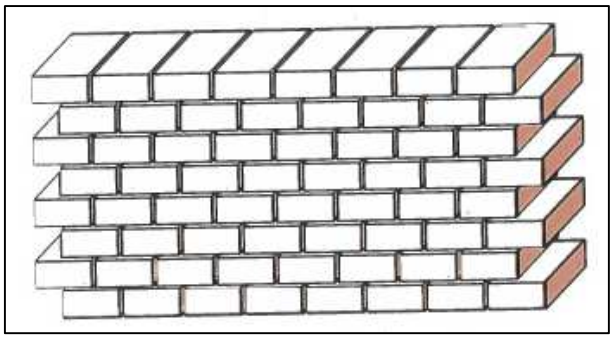


Abb. 33: Binderverband nach (Bargmann, 1993)

**Blockverband**

Der Blockverband (siehe Abb. 34) bildet eine Kombination aus Läufer- und Binderverband, da sich die Verlegerichtung der Steine je Schar abwechselt. Die Verzahnung erfolgt in ¼ Steinen und die Abtreppung in einem ¾ und einen ¼ Stein. (Balak, 1990)

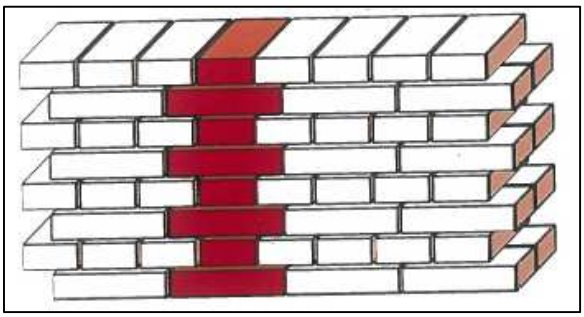


Abb. 34: Blockverband nach (Bargmann, 1993)

**Kreuzverband**

Der Kreuzverband kennzeichnet sich dadurch, dass jede ungerade Schar eine Läuferschar (1., 3., 5., 7., 9., 11., usw.) bildet, wobei jede zweite Läuferschar, beginnend mit der 3., zur anderen Läuferschar um einen 1/2 Stein versetzt ist. Alle geraden Scharen (2., 4., 6., 8., usw.) sind aus Binderscharen gebildet worden. Dadurch entsteht eine Verzahnung der Steine um zwei Mal einen ¼ Stein. Die Abtreppung wird aus dem Versetzen von einem ¼ Stein erzeugt (siehe Abb. 35). (Balak, 1990)

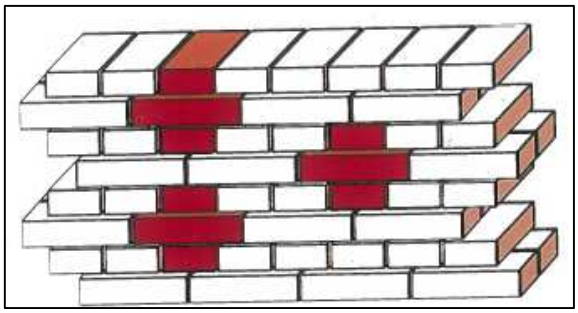


Abb. 35: Kreuzverband nach (Bargmann, 1993)

**Verbände hohler Mauern**

Da es sich bei dieser Verbandsform strenggenommen um eine zweischalige Ausführung handelt, wird der Vollständigkeit halber auf Verbände hohler Mauern eingegangen. Diese wurden ab 1850 hergestellt

zum Zweck, die Umfassungsmauern von Gebäuden zu „entfeuchten“ und das Eigengewicht zu reduzieren. Die Konstruktion von hohlen Mauern sah eine Luftschichte von 4 – 8 cm zwischen den Mauerschalen vor (siehe Abb. 36). Verbunden wurden diese Schalen mit Ankersteinen, die nach 2 Läufersteinen angeordnet wurden. Bei 1 Stein starken Mauern ergab sich die Gesamtbreite der Wand aus folgender Berechnung: 1 Stein + Luftschicht + 1 Stein = 14 cm + 4 bis 8 cm + 14 cm = 32 bis 36 cm (Balak, 1990)

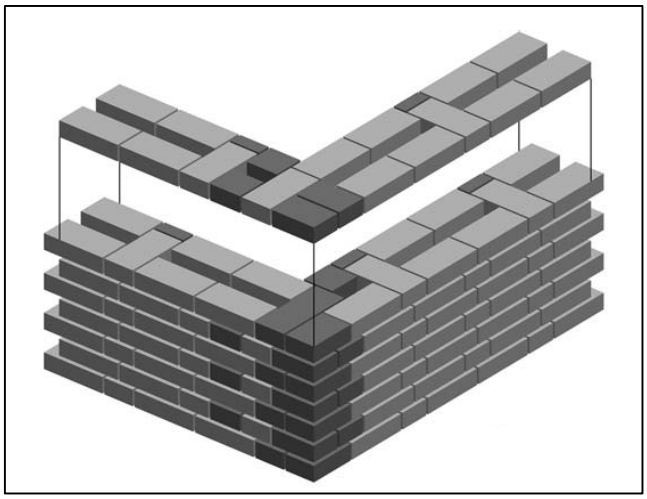


Abb. 36: 1 Stein Hohlwand aus (Balak & Pech, 2008)

#### 2.3.2.3.3 Einschaliges Mauerwerk

Einschaliges Mauerwerk (siehe Abb. 37) besteht aus einer Schale die aus mehreren Lagen Steine besteht. Diese Konstruktionsform eignet sich sowohl für tragende als auch für nicht tragende Wände und wird sowohl innen als auch außen eingesetzt. (Jäger & Marzahn, 2010)

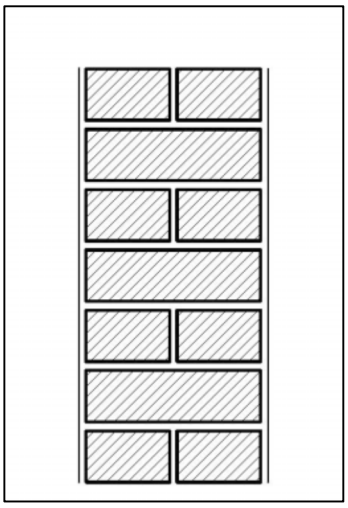


Abb. 37: Prinzipskizze eines einschaliges Mauerwerks verputzt (Jäger & Marzahn, 2010)

### 2.3.2.4 Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk

Bei der Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk wird dem Stein die meiste Funktion betreffend der Lastabtragung zugeteilt und der Mörtel dient als Ausgleich von Unebenheiten, Imperfektionen und Unregelmäßigkeiten sowie zur Vermeidung von Spannungsspitzen. (Pauser, et al., 1996)

#### 2.3.2.4.1 Schubfestigkeit von Mauerwerk

Die Schubfestigkeit stellt einen wesentlichen Aspekt bei der Betrachtung von beanspruchten Wänden bezogen auf Erdbeben dar. Mauerwerk hängt stark vom Tragverhalten seiner einzelnen Komponenten und deren gegenseitiger Beeinflussung ab. Bei der Ermittlung der Schubfestigkeit von Mauerwerk wird von einem heterogenen und anisotropen Werkstoff ausgegangen, der die Voraussetzungen der Biegelehre von stabförmigen Bauteilen erfüllen soll. Dabei wird ein ebener Spannungszustand in einem Punkt in einem Querschnitt und z.B. die Bruchbedingung nach Mohr – Coloumb zugrunde gelegt. In der Literatur werden auch andere Bruchbedingungen, je nach theoretischem Ansatz, beschrieben. Da die Spannungen über den Querschnitt veränderlich und nicht konstant sind, ist es erforderlich, die Normal- und Schubspannungen über die Querschnittshöhe zu ermitteln. Dabei wird zwischen der Scheibenbeanspruchung, bei der die Einwirkung in Längsrichtung erzeugt wird, und der Plattenbeanspruchung, bei der die Einwirkung quer zur Mittelfläche stattfindet, unterschieden (siehe Abb. 38).

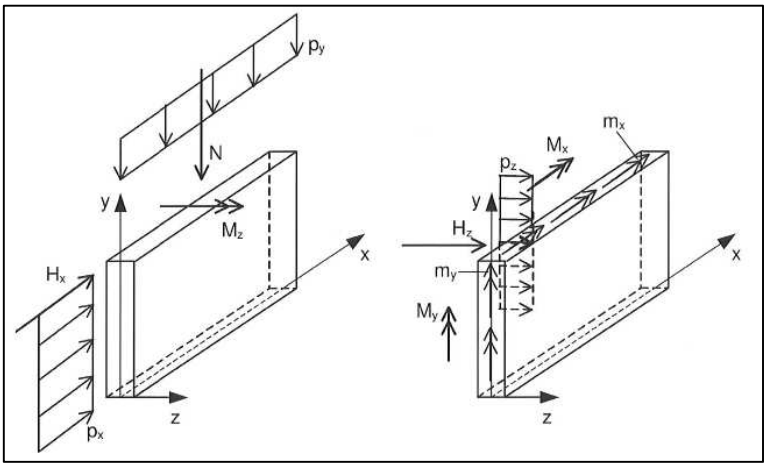



Abb. 38: li: Scheibenbeanspruchung – re: Plattenbeanspruchung aus (Graubner, et al., 2005)

Normalspannungen können sowohl positiv als auch negativ behaftet sein, also als Zug- oder Druckspannungen auftreten. Während die Druckspannungen kein Problem darstellen, ist eine Zugspannung nur dann vorhanden, wenn der Werkstoff eine Zugfestigkeit entgegen bringen kann. Andernfalls kommt es zu einem Aufreißen des Querschnittes aufgrund ausreichend großer Exzentrizität bei Belastung (e > e`). (Graubner, et al., 2005)

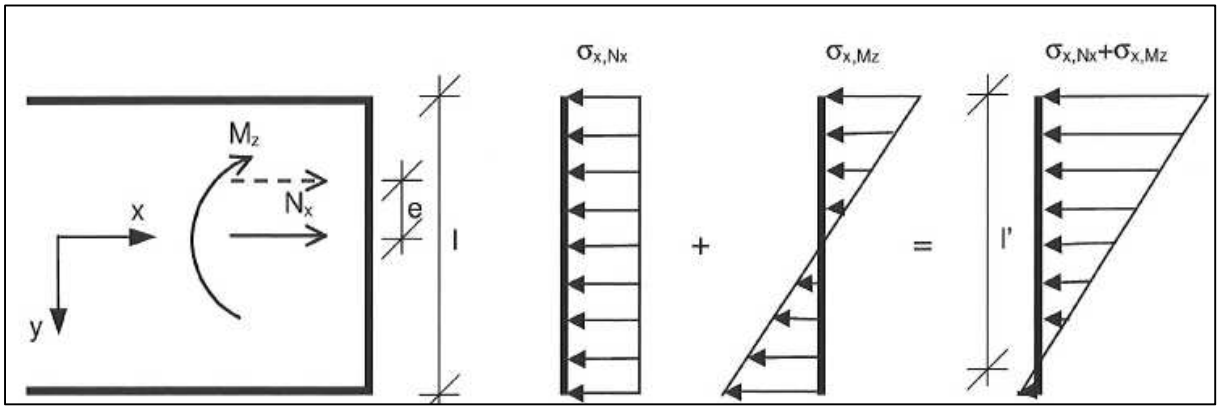



Abb. 39: Normalspannungsverlauf in einem exzentrisch belasteten Querschnitt aus (Graubner, et al., 2005)

Der Normalspannungsverlauf wird auf Grundlage der Biegelehre über die Höhe folgendermaßen ermittelt (siehe Abb. 39):

$$\sigma_{x(y)} = \frac{N_x}{A} + \frac{M_z \cdot y}{I_z} \tag{4}$$

$M_z$ … Biegebeanspruchung aufgrund Exzentrizität

$N_x$ … Normalkraftbeanspruchung

e … Exzentrizität des Lastangriffes

l … Querschnittshöhe

$\sigma_{x,Nx}$ … Normalspannungsverlauf aufgrund Normalkraftbeanspruchung

$\sigma_{x,Mz}$ … Normalspannungsverlauf aufgrund Biegebeanspruchung

l`… Druckzonenhöhe

Der Schubspannungsverlauf wird ebenfalls auf der Tatsache der Biegelehre für stabförmige Bauteile ermittelt, aus dem sich der typische parabelförmige Verlauf über die Querschnittshöhe ergibt.

$$\tau_{xy} = \frac{V_y \cdot S_{z(y)}}{I_z \cdot t_{(y)}} \tag{5}$$

Im Gegensatz zur vorangegangenen Spannungsbetrachtung verliert die Voraussetzung der Hypothese nach Bernoulli beim Spannungsverlauf in Wandscheiben ihre Gültigkeit. Die Spannungszustände in Scheiben werden unter der Annahme des linear elastischen Materialverhaltens beschrieben und auf theoretischem Weg mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktion F = F(x,y) ermittelt.
Dabei erfüllt die Differentialgleichung für F die Annahme des Hooke`schen Gesetzes, die Kompatibilitätsbedingung nach Saint Vernant sowie die Gleichgewichtsbedingungen. Nach dem Lösen der Differentialgleichung werden alle Spannungen und Verformungen der Scheibe nach der Elastizitätstheorie berechnet.
Im Gegensatz dazu können die Spannungsfunktionen F(x,y) aus verschiedenen Ansätzen, wie z.B. dem Fourierreihenansatz für unendlich große Scheiben oder der Potenzreihenansatz für endliche Abmessungen, gelöst werden. (Graubner, et al., 2005)

#### 2.3.2.4.1.1 Versagenstheorie von Mauerwerkscheiben nach Mann/Müller

Bei der Versagenstheorie nach *Mann/Müller* liegt dem Modell ein Läuferverband mit um eine ½ Steinlänge versetzten Steinen zugrunde. Dabei wird die Wandscheibe durch vertikale Normalkräfte und horizontale Querkräfte belastet. An einem aus der Wandscheibe herausgeschnittenen Scheibenelement werden die ohnehin geringen horizontalen Druckspannungen vernachlässigt und das Element somit nur auf vertikale Druckspannungen und allseitig wirkende Schubspannungen beansprucht (siehe Abb. 40).

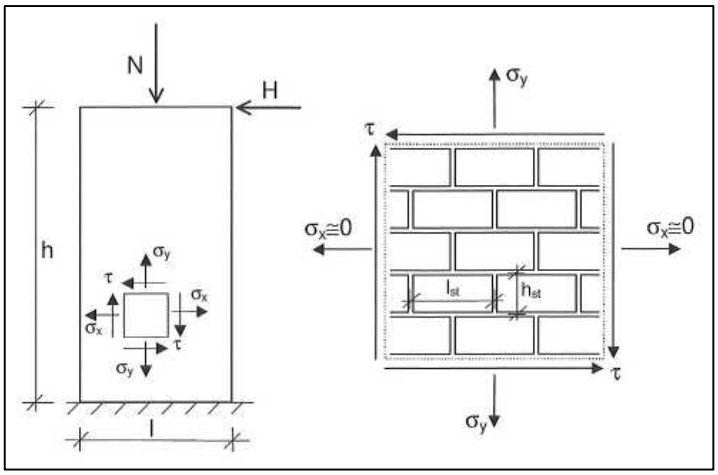



Abb. 40: li: Wandscheibe – re: herausgeschnittenes Scheibenelement aus (Mann & Müller, 1973)

Aus der Annahme, dass über die Stoßfugen keine Druck- und Schubspannungen übertragen werden, wurde ein Modell zur Abtragung von horizontalen Kräften an Wandscheiben entwickelt, das auf dem Gleichgewichtszustand am Einzelstein (Steinabmessungen + Fugendicke) basiert. Dabei kann das Gleichgewicht am Einzelstein nur mit Zusatznormalspannungen erreicht werden. (Mann & Müller, 1973)

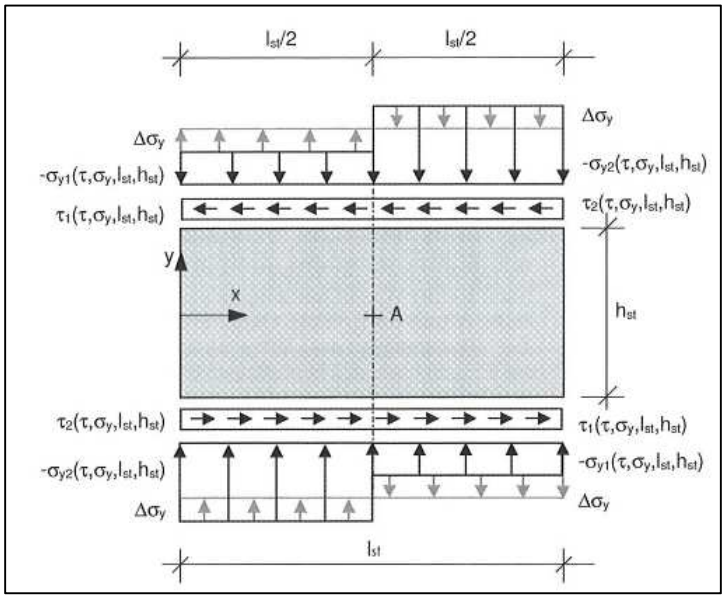



Abb. 41: Resultierende Spannungen am Einzelstein aus (Mann & Müller, 1973)

Auf Grundlage der in Abb. 41 dargestellten Spannungen am Einzelstein, die vom Verhältnis der Einwirkungen abhängen, versagt der Bauteil unterschiedlich. Beim Schubbruchversagen für Mauerwerk, welches anhand einer Brucheinhüllenden (siehe Abb. 42) beschrieben wird, werden vier Versagensbereiche unterschieden (siehe Abb. 43).

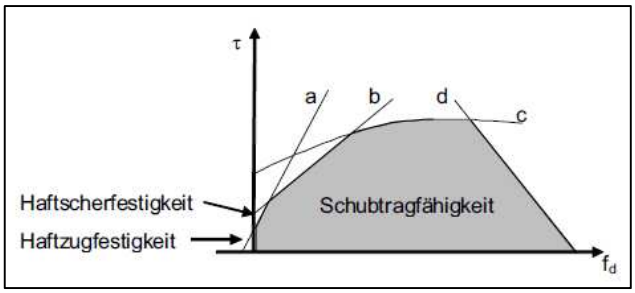
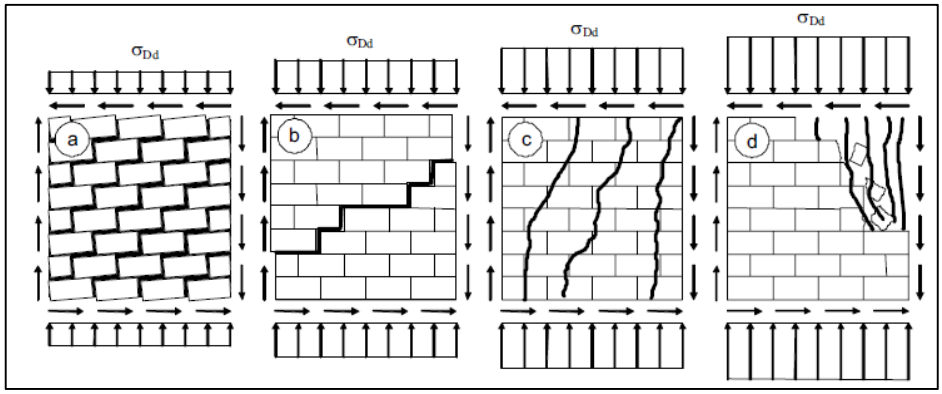



Abb. 42: Schubbruchversagen am Mauerwerk – Brucheinhüllende aus (Jäger & Marzahn, 2010)




a … Versagen durch Klaffen der Lagerfuge

b … Versagen der Lagerfuge auf Reibung (Fugengleiten)

c … Versagen des Steins auf Zug

d … Versagen des Mauerwerks auf Schub-Druck

Abb. 43 Versagensmechanismus einer schubbeanspruchten Mauerwerkswand aus (Jäger & Marzahn, 2010)

In der erweiterten Theorie nach *Mann/Müller* wird eine Spannungsübertragung in der Stoßfuge zugelassen, die resultierende Spannungen am Einzelstein gemäß Abb. 44 ergeben. (Mann & Müller, 1986)

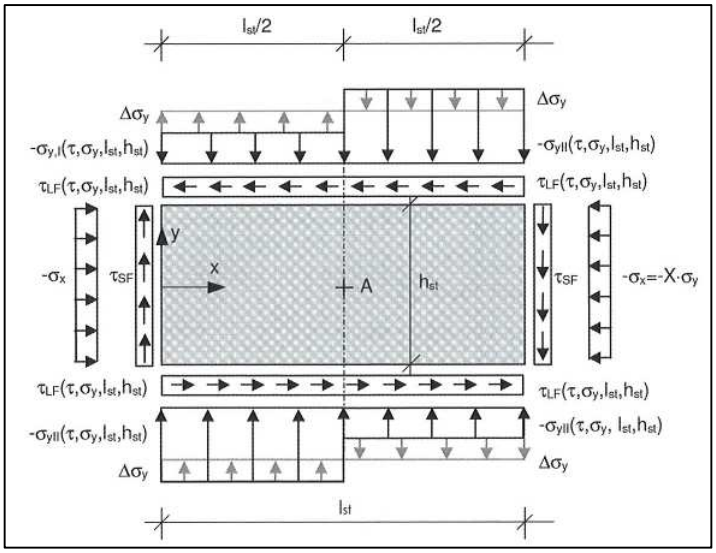



Abb. 44: Resultierende Spannungen am Einzelstein nach der erweiterten Theorie aus (Mann & Müller, 1986)

Aus dieser erweiterten Versagenstheorie ergaben sich nur mehr 2 Kriterien und ein weiteres Kriterium, das von *Dialer* weiter entwickelt wurde: (Graubner, et al., 2005)

- Überschreiten des Reibungswiderstandes
- Überschreiten der Steinzugfestigkeit
- Überschreiten der Druckfestigkeit nach (Dialer, 1990)

Auf Grundlage der möglichen Versagenskriterien nach *Mann/Müller* für unbewehrtes Mauerwerk, das auf Scheibenschub beansprucht wird, ergeben sich folgende Festigkeitseigenschaften:
(Graubner, et al., 2005)

- Druckfestigkeit
- Haftzugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen
- Haftscherfestigkeit, Scherfestigkeit parallel zu den Lagerfugen
- Zugfestigkeit am Mauerstein

Des Weiteren werden Versagenskriterien in der Literatur unter anderem nach dem Mohr-Coloumb Kriterium, nach Schneider-Wiegand-Jucht, nach Simon-Graubner, etc. und nummerische Modellierungen beschrieben. (Graubner, et al., 2005), (Schneider, et al., 1976), (Graubner & Simon, 2001)
Die charakteristische Schubfestigkeit $f_{vk}$ wird aus Versuchen ermittelt: Die Bestimmung der charakteristischen Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) $f_{vk0}$ von Mauerwerk erfolgt nach ÖNORM EN 1052- 3. (ÖNORM EN 1996-1-1, 2013-01-01)

#### 2.3.2.4.2 Druckfestigkeit

Bei der Untersuchung der Tragfähigkeit von Mauerwerk bildet die Belastung auf Druck die am häufigste auftretende Beanspruchung. Dabei wird unterschieden, ob die Kraft senkrecht zur Lagerfuge oder parallel zur Lagerfuge wirkt, wobei jene senkrecht zur Lagerfuge diejenige Belastung ist, die am häufigsten auftritt. Da die beiden Komponenten, Ziegel und Mörtel, unterschiedliche Elastizitätsmodule und Querdehnzahlen aufweisen, kommt es bei Druckbelastung senkrecht zur Lagerfuge zu Querdehnungen. Dadurch wird die Querdehnung des Mörtels aufgrund der Reibung zum angrenzenden Stein behindert und ruft somit Zugspannungen im Mauerstein hervor. Abb. 45 zeigt die Spannungszustände bei auf Druck belastete Mauerwerkskörper.

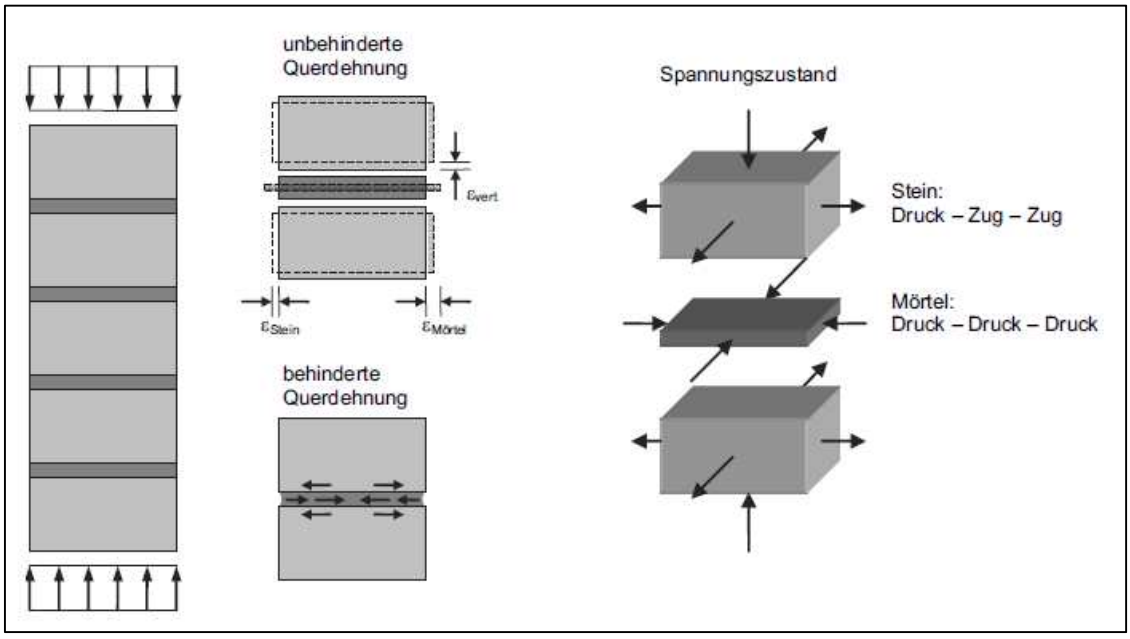



Abb. 45: Schematische Darstellung des Spannungszustandes von zentrisch gedrücktem Mauerwerk (Schubert, et al., 2014)

Bei der Einleitung der Last kommt es zum Auftreten von Spaltzugkräften im Ziegel. Diese würden ein Aufreißen der Wand bewirken. Bei einer ausreichenden vorhandenen Überdeckung, können diese Spaltzugkräfte ohne zusätzlichen konstruktiven oder rechnerischen Überlegungen aufgenommen werden. Im Fall zu geringer Überdeckung sind der Einsatz von Bewehrungseinlagen oder Stahlbetonkonstruktionen geeignete Maßnahmen, um den Widerstand zu erhöhen. (Jäger & Marzahn, 2010)
Die grundlegendste Tatsache, dass es zum „Ausquetschen" des Mörtels kommt, bedingt das geringe Verhältnis zwischen dem E-Modul von Kalkmörtel und Stein von etwa 1 zu 10 oder wenn die Querdehnzahl des Steines kleiner oder gleich dem Mörtel ist. Aus Versuchen, unter zu Hilfenahme von linear elastischen FEM Berechnungen, wurde die Verteilung der Horizontalspannungen in einem Drei – Steine – System ermittelt. Dabei wurden die Annahmen der Verhältnisse von E – Modul mit 1:10 und der Querdehnzahl von etwa 1:1 angenommen. Dadurch wurde ein stückweise konstanter Spannungsverlauf festgestellt, der Druck in der Mörtelfuge und Zug im Stein hervor rief. Bei weiterer Betrachtung wurde ersichtlich, dass es an den Rändern zu Spannungsspitzen kommt, die zum Versagen des Gesamtsystems durch das Zugversagen des Steines führen. Neben der Spannungsspitzen am Rand ist auch die Mörtel – Stein – Kontaktfuge für das Zugversagen des Steines verantwortlich.
Für die Abschätzung der Druckfestigkeit bei zentrischer Beanspruchung entwickelte *Hilsdorf* auf der Annahme perfekten Schubverbundes in der Kontaktfläche zwischen Stein und Mörtelfuge folgende Formel: (Hilsdorf, 1965), (Holzer, 2013)

$$\beta_{MW} = \beta_{t,Stein} \cdot \frac{1}{\frac{\beta_{t,Stein}}{\beta_{c,Stein}} - \frac{\nu_{Stein} - \mu \cdot \nu_{Mörtel}}{(1 - \nu_{Stein}) + \frac{\mu}{\alpha'} \cdot (1 - \nu_{Mörtel})}} \tag{6}$$

$$\mu = \frac{E_{Stein}}{E_{Mörtel}} \tag{7}$$

$\beta_{MW}$ … Mauerwerksfestigkeit

$\beta_{t,Stein}$ … Steinzugfestigkeit

$\beta_{c,Stein}$ … Steindruckfestigkeit

$\nu_{Stein}$ … Querdehnzahl von Stein

$\nu_{Mörtel}$ … Querdehnzahl von Mörtel

$\mu$ … Verhältnisse der E – Module von Stein und Mörtel

$\alpha'$ … Faktor

Die daraus ermittelte Mauerwerksfestigkeit beschreibt die Einleitung des Bruchprozesses (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) und liegt deutlich über der einachsigen Druckfestigkeit von historischem Mörtel. (Huster, 2000)

Das Tragverhalten hängt eng mit dem Verhältnis der Verformungsmodule der beiden Komponenten zusammen. Installationsarbeiten in der Wand (HKLS, Elektro) beeinträchtigen den wirksamen Querschnitt. In der Praxis müssen solche Stellen getrennt und genauer betrachtet werden, da theoretische Ansätze wenig bis keine Gültigkeit besitzen. Die maßgeblichen Einflüsse auf die Mauerwerksfestigkeit unter zentrischen Druck sind Tab. 4 zu entnehmen: (Pauser, et al., 1996)

| Materialseite | Ausführungseite |
|---|---|
| Druckfestigkeit von Stein und Mörtel<br>Zugfestigkeit von Stein und Mörtel<br>Verformungsverhalten (Elastizitäts-, Quermodul)<br>Kriechverhalten von Stein und Mörtel<br>Streuung der Materialparameter<br>Steingeometrie (Abmessungen, Lochbild,…)<br>Lagerfugendicke<br>Art der Stoßverfüllung<br>Steinverband<br>Saugvermögen des Steins<br>Wasserrückhaltevermögen des Mörtel<br>Haftfestigkeit von Mörtel und Stein<br>Schlankheit (Verhältnis Wandhöhe zu Wanddicke)<br>Ungewollte Ausmitte<br>Lagerungsbedingungen | Ordnungsgemäßer Verband<br>Einhalten der Handwerksregeln<br>Kein Hacken von Steinen<br>Entsprechendes Vornässen der Steine<br>Kein Aufrühren bereits angesteifter Mörtel<br>Entsprechende Konsistenz des Mörtel<br>Beachtung der Tagestemperatur<br>Belastungsdauer<br>Belastungsbeginn |

Tab. 4: Einflüsse auf Mauerfestigkeit unter zentrischen Druck nach (Pauser, et al., 1996)

#### 2.3.2.4.2.1 Rechnerische Ermittlung der Druckfestigkeit von Mauerwerk

Die Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerk erfolgt mit Rechenmodellen auf Basis der Komponentenfestigkeit mittels Versuchsreihen – meist wandhohen Prüfkörpern. Der Vorteil der Versuche war, dass man die Ziegel- und Mörtelfestigkeiten bereits kannte und daraus empirisch mit unterschiedlichen mathematischen Ansätzen die Festigkeit der Mauer ableiten konnte. (Pauser, et al., 1996)

In der Entwicklung zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerk wurden im Laufe der Geschichte verschiedene Ansätze formuliert. Neben der bereits erwähnten Abschätzung der Druckfestigkeit nach *Hilsdorf* in Kapitel 2.3.2.4.2 werden in diesem Kapitel anhand von Beispielen nach *MANN* und *KIRTSCHIG* weitere Ansätze gezeigt. Des Weiteren wird die Ermittlung der Druckfestigkeit nach dem aktuellen Stand der Technik erläutert.

<u>Traglastverfahren für Mauerwerk nach *KIRTSCHIG* (1975)</u>

Die Ermittlung der Bruchlast von auf Druck beanspruchten Wänden basiert auf der Theorie II. Ordnung. Dabei soll die Bruchlast einer Wand bei beliebigen Schlankheiten und gegebenem exzentrischem Lastangriff berechnet werden unter der Voraussetzung, dass die Spannungs-Dehnungslinie des Mauerwerks bekannt ist. Aus dieser Annahme werden die Wandfestigkeit und der E-Modul ermittelt.

$$f_{ma} = a + b \cdot f_m + c \cdot f_b \tag{8}$$

$f_b$ … Mittelwert der Steinfestigkeit

$f_m$ … Mittelwert der Mörtelfestigkeit

$f_{ma}$ … Mittelwert der Wandfestigkeit [kp/cm²]

a, b, c … aus Versuchen ermittelte Werte an Probekörpern mit einer Schlankheit h/d = ca.10 (*)

(*) Bestimmung der Wandfestigkeit im Versuch mit 250 cm hohen und in den meisten Fällen 24 cm dicken Wandprüfkörpern. Diese Geometrieabmessungen ergeben ungefähr eine Schlankheit von h/d = etwa 10. Die bei einer Schlankheit von 1 ermittelten Festigkeiten werden als „Grundspannungen“ bezeichnet, welche vorwiegend von den Druckfestigkeiten der beiden Komponenten, Stein und Mörtel, abhängen.

Mauerwerksdruckfestigkeit mit Hilfe von Potenzfunktionen nach *MANN* (1982)

Unter der Annahme, dass die Mauerwerksdruckfestigkeit vorwiegend von der Stein- und Mörtelfestigkeit abhängt sowie von Form, Schlankheit, Verband, Prüfkörpergeometrie, Lastaufbringung, Steinformat und Mörtelfugendicke, gilt folgende Formel

$$f_{ma} = a \cdot f_b^b \cdot f_m^c \tag{9}$$

a, b, c …Koeffizienten anhand statistischer Auswertung von Versuchen

Die mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit für Mauerwerk mit Normalmörtel für alle Steinarten mit festen Exponenten ergibt sich zu

$$f_{ma} = 0{,}83 \cdot f_b^{0{,}68} \cdot f_m^{0{,}18} \tag{10}$$

Weitere Möglichkeiten der Bestimmung erfolgten nach *Drögsler* (1933), *Haller* (1947), *Ekblad* (1949), *Bröcker* (1961) und *Brenner* (1973). (Pauser, et al., 1996)

Mauerwerksdruckfestigkeit nach ÖNORM EN 1996-3

Die Ermittlung der Druckfestigkeit von Mauerwerk nach dem aktuellen Stand der Technik erfolgt gemäß ÖNORM EN 1996-3 folgendermaßen

$$f_k = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \tag{11}$$

$f_k$ … Druckfestigkeit von Mauerwerk in N/mm²

$f_b$ … normierte Druckfestigkeit von Ziegel in N/mm²

$f_m$ … normierte Druckfestigkeit von Mörtel in N/mm²

α, β … Exponenten gemäß Tabelle 7 (ONR 21996, 2011-03-15)

K … Beiwert gemäß Tabelle 7 (ONR 21996, 2011-03-15)

Der Beiwert K und die Exponenten α und β berücksichtigen die Art des Mörtels (Normalmörtel, Leichtmörtel, Dünnbettmörtel)

#### 2.3.2.4.3 Biege(haft)zugfestigkeit

Während zentrische Zugbeanspruchungen hauptsächlich durch Zwangsspannungen entstehen, bewirken Windlasten oder Belastungen aus dem Erddruck Biegespannungen in Bauteilen. Dazu zählen vorwiegend Kellerwände, und Ausfachungswände. Bei der einaxialen Biegebeanspruchung wird unterschieden zwischen der Beanspruchung parallel (siehe Abb. 47) und senkrecht zur Lagerfuge (siehe Abb. 46), wobei i. d. R. kombinierte Beanspruchungen, wie z.B. zweiaxialer Lastabtrag mit oder ohne einer zusätzlich wirkenden Druckbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen in den Bauteilen auftreten. (Brameshuber, et al., 2008), (Jäger & Marzahn, 2010)

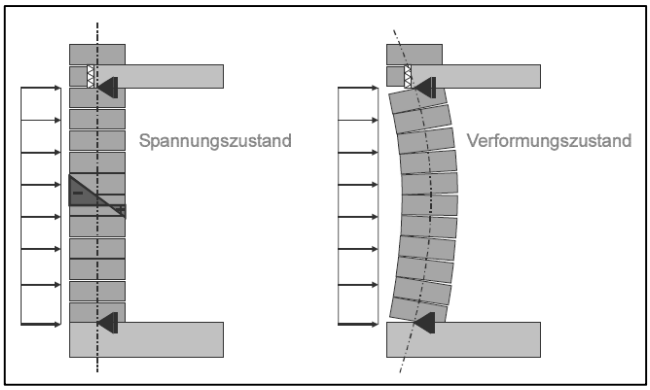



Abb. 46: Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge aus (Jäger & Marzahn, 2010)

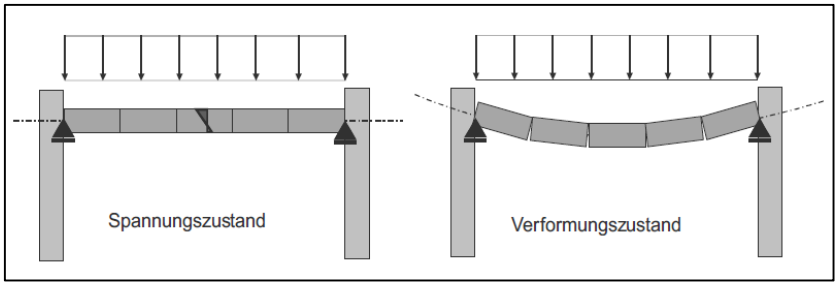



Abb. 47: Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge aus (Jäger & Marzahn, 2010)

Bei der Übertragung der Spannungen wird von der Theorie nach *Mann/Müller* (siehe Kapitel 2.3.2.4.1.1) ausgegangen. Daraus folgend können Normalspannungen, hervorgerufen durch Biegemomente, rechtwinkelig zur Lagerfuge abgetragen werden, vorausgesetzt dass zur selben Zeit Druckspannungen aus vertikal wirkenden Lasten wirken (Prinzip des Überdrückens). Demnach kann die Biegetragfähigkeit der Wand durch Eigengewicht, Auflasten oder lotrechte Vorspannungen erhöht werden.
(Jäger & Marzahn, 2010), (Brameshuber, et al., 2008)

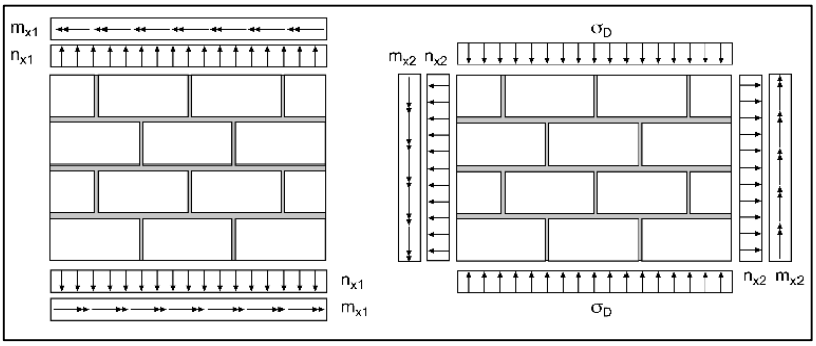



Abb. 48: Zug- und Biegezugbeanspruchung rechtwinkelig und parallel zu den Lagerfugen aus (Brameshuber, et al., 2008)

Bei der Beanspruchung auf Biegezug parallel zur Lagerfuge (siehe Abb. 48) hängt der Versagensmechanismus vom Verhältnis von Tragfähigkeit der Fugen zur Biegezugfestigkeit der Mauersteine ab. Bei der Abtragung von geringen vertikalen Lasten kommt es zum Herausdrehen ganzer Steine aus dem Verband. Der mechanische Hintergrund liegt darin, dass die Lagerfugen wenig überdrückt sind. Dadurch haben die Normalspannungen aus der Biegebeanspruchung einen wesentlichen Anteil am Herausdrehen der Steine.

Hingegen kommt es bei der Beanspruchung auf Biegezug senkrecht zur Lagerfuge (siehe Abb. 48), im Fall zu geringer Überdrückung der Biegezugspannungen, nach Überschreiten der Haftzugfestigkeit zum Klaffen der Fuge oder zum Reißen der Mauersteine quer zur ihrer Höhe. (Jäger & Marzahn, 2010)
Die Beanspruchung auf Biegehaftzug entsteht infolge von Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge. Dabei bewirken die Zugspannungen ein Aufreißen (Klaffen) der Lagerfuge. Wie gut der Mörtel am Ziegel unter Zugbeanspruchung haftet, hängt von folgenden Faktoren ab (Graubner, et al., 2005):

- Zusammensetzung des Mauermörtels
- Oberflächenstruktur des Mauersteines
- „Sauberkeit“ der Lagerfläche
- Feuchtegehalt des Mauersteines beim Vermörteln
- Wasseraufsaugvermögen des Mauersteines
- Fugendicke
- Erhärtungsbedingungen

#### 2.3.2.4.4 Bemessung von unbewehrten Mauerwerk zur Gründerzeit

In der Gründerzeit beruhte die Bemessung der Bauteile auf traditionellen, empirischen Erfahrungswerten, abhängig von den bis zu diesem Zeitpunkt (etwa 1850) gewonnenen Erkenntnissen in der Statik (z.B. Theorien nach Hooke, Newton, Euler, Coloumb und Navier).
Erst mit dem Erscheinen der Wiener Bauordnung in den Jahren 1829, 1859, 1868 und 1883 wurden Vorschriften und Regeln detaillierter festgehalten und vorgegeben. Anfänglich wurde darauf Bedacht genommen, bauphysikalische Anforderungen zu regeln, bis nach und nach unter anderem die Geschoßhöhe und die Geschoßanzahl begrenzt wurde bis hin zum Formulieren von Konstruktionsvorschriften. Mit der Einführung von Stahlkonstruktionen wurde auch eine statische Bemessung notwendig und 1876 wurde das metrische System in Österreich-Ungarn eingeführt. Bezogen auf die Entwicklung des Sicherheitskonzeptes zur Tragwerksbemessung zählten die traditionellen und langjährigen handwerkstechnischen Erfahrungen sowie das empirische Sicherheitskonzept, welches vom deterministischen abgelöst und vom heutigen Semiprobalistischen Sicherheitskonzept verdrängt wurde. Dieses beruht bei den Nachweisen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf dem Vergleich von Einwirkungen und Bauteilwiderstand. In Tab. 5 ist eine grobe zeitliche Abfolge über die Entwicklung der Bemessung von Bauteilen dargestellt. (Kolbitsch, 1989)

| | |
|---|---|
| Bis Ende 1850 | relative Querschnittsabmessungen und empirische Dimensionierung |
| Ab etwa 1850 | absolute Festigkeiten und empirische Dimensionierung |
| Ab etwa 1880 | Beginn der wissenschaftlichen Materialuntersuchungen und statischen Bemessung |
| Ab 1926 | Erster Vorschlag für das probalistische Sicherheitskonzept |
| Ab 2009 | Einführung der Euronormen mit dem semiprobalistischen Sicherheitskonzept |

Tab. 5: Zeitliche Übersicht über die Entwicklung der Bemessung von Bauteilen nach (Kolbitsch, 1989)

In den Tab. 6 bis Tab. 11 sind Belastungsannahmen von 1902 auf Grundlage der Normalien des **Ö**sterreichischen **I**ngenieur- und **A**rchitekten**V**ereines (Kolbitsch, 1989) zur Bestimmung für die Belastung von

Baukonstruktionen einerseits und zum Teil vergleichbare Lastannahmen aus ÖNORM B 1991-1-1 andererseits, gegenübergestellt.

| ÖNORM EN 1991-1-3 / ÖNORM B 1991-1-1 | | Normalien des ÖIAV 1902 | | |
|---|---|---|---|---|
| Bezeichnung | Nennwert in kN/m² | Bezeichnung | Nennwert in kN/m² | Anmerkungen |
| Dachneigung 45° Mittelwert für Wien, volle Schneelast für Satteldächer ($\mu_1$) | 0,80 | Dachneigung 40 - 50° | 0,38 | 1/2 der allein wirkenden Schneelast |
| Dachneigung > 60° | 0,00 | Dachneigung > 50° | 0,00 | |

Tab. 6: Einwirkungen aus Schneelasten im Vergleich nach (ÖNORM EN 1991-1-3, 2005-08-01), (ÖNORM B 1991-1-3, 2005-11-01), (Kolbitsch, 1989)

| ÖNORM B 1991-1-1 | | Normalien des ÖIAV 1902 | |
|---|---|---|---|
| Nutzungskategorie | Nennwert in kN/m² | Bezeichnung | Nennwert in kN/m² |
| Dachräume (Kat. H) | 1,00 | Dachräume | 1,55 |
| Wohnräume (Kat. A1) | 2,00 | Wohnräume | 2,50 |
| Schulräume (Kat. C1) | 3,00 | Schulräume | 3,00 |
| je nach Nutzung | 3 - 6 | Stiegen, Gänge Versammlungssäle | 4,00 |
| Kategorie D1 und D2 | 4 - 5 | Geschäftsräume, Lagerräume (in Stockwerken v. Wohn- u. Geschäftsgebäuden | 4,50 |

Tab. 7: Nutzlasten im Vergleich nach (ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01), (Kolbitsch, 1989)

| ÖNORM B 1991-1-1 | | Normalien des ÖIAV 1902 | | |
|---|---|---|---|---|
| Bezeichnung | Nennwert in kN/m² | Bezeichnung | Nennwert in kN/m² | Anmerkungen |
| Biberschwanz, Wiener Tasche doppelt | 0,90 | einfaches Ziegeldach | 1,20 | Steigung 1/1,25 |
| Falzplatten, Flachdachpfannen | 0,50 | Falzziegeldach | 0,70 | Steigung 1/2,25 |
| Zinkblech 0,6mm auf Schalung | 0,30 | Dach mit Zink od. Eisenblech auf Schalung | 0,45 | Steigung 1/4 |
| für **Weichholzsparren** kommen noch 5,5kN/m³ **dazu** | | Dachdeckung **inkl. Sparren** ohne Dachstuhl; horizontale Projektionsfläche | | |

Tab. 8: Eindeckungen und Dachkonstruktionen im Vergleich nach (ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01), (Kolbitsch, 1989)

| ÖNORM B 1991-1-1 | | |
|---|---|---|
| Bezeichnung | Nennwert in kN/m² | Anmerkungen |
| Dippelbaumdecke | 3,08 | Beschüttung aus Schlacke 10cm, Holzfußboden, Putzträger und Verputz |
| Tramdecke | 2,38 | mit Sturzschalung, Beschüttung aus Bauschutt 10cm, Holzfußboden, Stukkaturschalung, Putzträger und Verputz |
| Tramtraversendecke | 2,50 | zwischen Stahlträgern, Aufbau wie Tramdecke |
| Ziegeldecke | 5,00 | Ziegelgewölbe, Dicke 15 cm, zwischen Stahlträgern (Achsabstand der Träger bis 1,5 m), mit Beschüttung aus Bauschutt (maximal 8 cm über dem Gewölbescheitel), Holzfußboden und Verputz |

Tab. 9: Deckenkonstruktionen nach (ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01)

| Normalien des ÖIAV 1902 | | |
|---|---|---|
| Bezeichnung | Nennwert in kN/m² | Anmerkungen |
| Dippelbaumdecke | 3,60 | 10cm Beschüttung, Fussboden, Ziegelpflaster |
| gewöhnliche Tram-decke | 2,50 | 10cm Beschüttung und Stukkaturschalung |
| Tramtraversende-cke | 2,60 | 10cm Beschüttung Fussboden, Stukkaturschalung |
| flache Gewölbe auf eisernen Trägern | 4,80 - 5,50 | abhängig von Trägerabstand bis 1,4m oder 1,4 bis 3m |
| die Belastung gilt für Spannweiten < 6m | | |

Tab. 10: Deckenkonstruktionen nach (Kolbitsch, 1989)

| ÖNORM B 1991-1-1 | | Normalien des ÖIAV 1902 | | |
|---|---|---|---|---|
| Bezeichnung | Nennwert in kN/m² | Bezeichnung | Nennwert in kN/m² | Anmerkungen |
| Mauerziegel (altes österr. Format 6,5 x 14 x 29cm), 14cm | 3,1 | Handschlagziegel mit Weisskalkmörtel | 15,0 | durch abwägen aus Wiener Ziegeln erho-ben |
| jür je weitere 15cm Dicke | 2,7 | Maschinenziegel mit Weisskalkmörtel | 15,8 | durch abwägen aus Wiener Ziegeln erho-ben |
| | | Klinkerziegel mit Portlandzementmör-tel | 19,2 | durch abwägen aus Wiener Ziegeln erho-ben |

Tab. 11: Mauerwerk im Vergleich nach (ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01), (Kolbitsch, 1989)

Mit der Einführung zur statischen Bemessung für Mauerwerk wurden dahingehend verschiedene Varianten entwickelt. Einen Berechnungsvorschlag zur Mauerwerksbemessung lieferte zu Beginn des 19. Jahrhunderts *Rondelet* aus (Kolbitsch, 1989). Anbei ist eine Auswahl dieses Berechnungsvorschlages angegeben.

Für eine freistehende Mauer wurde die Stärke folgendermaßen ermittelt

$$s = \frac{h}{\alpha} \tag{12}$$

$\alpha$ … Faktor für angestrebte Stabilität, dabei wurde in sehr große (n=8), mittlere (n=10) und geringe (n=12) Stabilität unterschieden.

h … Höhe der Mauer

Für an den Enden durch Querwände abgestützte unbelastete gerade Außenmauern erhält man die Mauerstärke aus:

$$s = \frac{l \cdot h}{n \cdot \sqrt{l^2 + h^2}} \tag{13}$$

l … Freie Länge der Mauer

Bei an den Enden durch Querwände abgestützte belastete Außenmauern, die in Höhe $h_1$ ausgesteift sind, wurde die Stärke der Mauer folgendermaßen ermittelt:

$$s = \frac{t \cdot (h + h_1)}{24 \cdot \sqrt{t^2 + h^2}} \tag{14}$$

t … Lichte Tiefe des an Außenmauer stoßenden Traktes

Höhe freistehend $h_2 = h - h_1$

Die Mauerstärke für belastete Mittelmauern ergab sich zu:

$$s = \frac{h + T}{36} \tag{15}$$

T … Lichte Tiefe des an Mittelmauer stoßenden Traktes

Der wesentliche Unterschied in der Dimensionierung von Mauerwerk zur Gründerzeit und der Bemessung nach dem aktuellen Stand der Technik ist die Tatsache, dass früher bei der Dimensionierung des Mauerwerks äußerliche Beanspruchungen wie Wind, Schnee oder Erdbeben nicht rechnerisch eingeflossen sind und dass man dem bis dahin gewonnenen Erfahrungs- und Wissensstand vertraute.

#### 2.3.2.4.5 Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk nach ONR 21996

Im Wesentlichen werden Gebäude mit horizontalen und vertikalen Kräften belastet. Rein schematisch ist diese Belastung in Abb. 49 dargestellt.

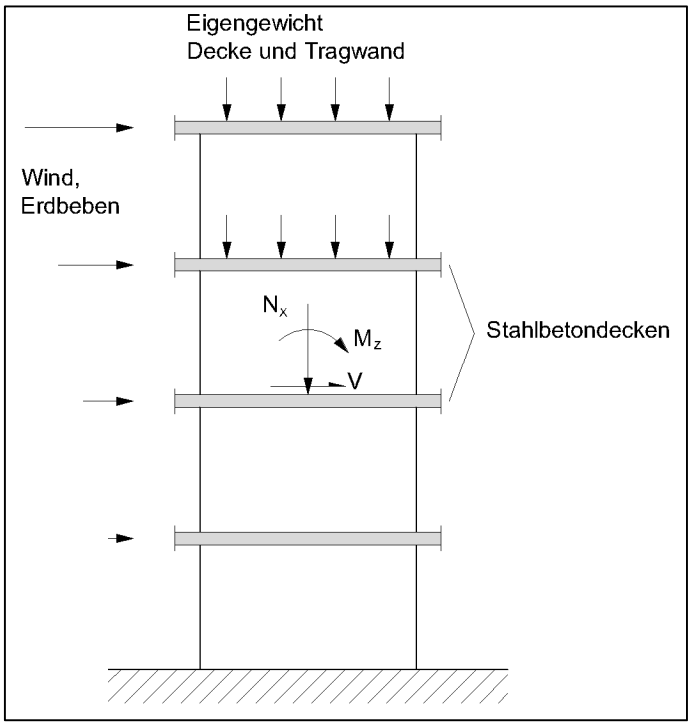



Abb. 49: Schnitt eines Bauwerks mit den Einwirkungen Eigengewicht, Wind- und Erdbebenlasten aus (Bachmann, 1994)

Dabei wird die Wandscheibe in der Ebene in Form der Scheibentragwirkung belastet (siehe Abb. 50).

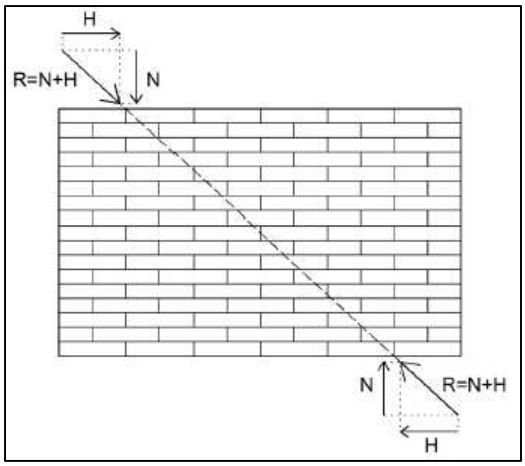



Abb. 50: Scheibentragwirkung von Mauerwerksscheiben aus (Höld, 2014)

Der vereinfachte Nachweis des vertikalen und horizontalen Bemessungswiderstandes von unbewehrten Ziegelmauerwerk erfolgt nach ONR 21996. Für den Nachweis der Grenzzustände sind Anwendungsbestimmungen einzuhalten. Dabei darf z.B. die Stützweite der Decken und Dächer nicht mehr als 7 m betragen, die Wände der verschiedenen Geschoße müssen übereinander stehen, die lichte Geschoßhöhe im Erdgeschoß darf nicht größer als 4 m sein, vorausgesetzt, dass die Gebäudehöhe größer als 7 m ist.
Der Nachweis der Tragfähigkeit wird mit der Teilsicherheitsmethode geführt. Dabei erhält man den Bemessungswert durch Division der charakteristischen Größe, die aus den Versuchen ermittelt und berechnet wurde, durch den Teilsicherheitsbeiwert für das Material $\gamma_m$. Den Teilsicherheitsbeiwert für das Material erhält man aus der ONR 21996.

Der Bemessungswert des <u>vertikalen Tragwiderstands</u> einer Wand erfolgt in Anlehnung an ÖNORM EN 1996-3 für vertikal und durch Wind beanspruchte Wände und ist folgendermaßen nachzuweisen:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \tag{16}$$

$$N_{Rd} = \phi_s \cdot f_d \cdot A \tag{17}$$

$N_{Ed}$ … der Bemessungswert der vertikalen Belastung der Wand in N

$N_{Rd}$ … der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstands der Wand in N

$\phi_s$ ... der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Schlankheit und der Lastausmitte nach ONR 21996

$f_d$ … Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks in N/mm²

A … die belastete Bruttoquerschnittsfläche der Wand in mm²

Der Bemessungswert <u>des horizontalen Bemessungswiderstands</u> (Schubbelastung) von Wänden aus Mauerwerk erfolgt nach der Formel für Rechteckquerschnitte in Anlehnung an ÖNORM EN 1996-1-1:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \tag{18}$$

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \tag{19}$$

$V_{Ed}$ … der Bemessungswert der Schubkraft auf die Wand in N

$V_{Rd}$ … der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit der Wand.in N

t ... Wanddicke in mm

$l_c$ … Länge des von vertikalen Beanspruchungen überdrückten Bauteils der Wand in mm

$f_{vd}$ … Bemessungsschubfestigkeit des Mauerwerks in N/mm²

Darüber hinaus regelt die ÖNR 21996 die Bemessung und Konstruktion von unbewehrten Mauerwerkswänden mit vereinfachten Berechnungsmethoden für folgende Bauteile:

- Wände unter Einzellasten;
- Wandscheiben;
- Kellerwände, beansprucht durch horizontalen Erddruck und vertikale Lasten;
- horizontal, jedoch nicht vertikal beanspruchte Wände.

Wenn die Voraussetzungen nach ONR 21996 nicht erfüllt werden, ist eine genauere Berechnung nach ÖNORM EN 1996-1-1 empfehlenswert.

#### 2.3.2.4.5.1 Zahlenbeispiel

Es ist ein Mauerpfeiler (bezogen auf 1m Länge) hinsichtlich der vertikalen und horizontalen Belastung zu untersuchen.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Geometrie der Wand | Wandhöhe | h = | 4,0m |
| im Erdgeschoß | Wandstärke | t = | 0,75m |
| | Wandlänge | l = | 1,0m |
| | Querschnittsfläche | A = | 0,8m² |
| | Deckenspannweite | l = | 6,5m |

Aus Untersuchungen von Probestellen im Mauerwerk wurden folgende Messwerte ermittelt:

| | | | |
|---|---|---|---|
| <u>Ziegelabmessungen</u> eines altöster. | Dicke | t = | 6,5cm |
| Ziegel 29/14/6,5 cm | Breite | b = | 14,0cm |
| | Höhe | h = | 29,0cm |
| <u>Festigkeitswerte des Ziegels</u> | | | |
| Mörteldruckfestigkeit | | $f_m$ = | 2,00N/mm² |
| Ziegeldruckfestigkeit | | $f_b$ = | 17,00N/mm² |
| Haftscherfestigkeit | | $f_{vk0}$ = | 0,10N/mm² |
| Schubfestigkeit | | $f_{vk}$ = | 1,20N/mm² |

Nach der Lastableitung des Gebäudes, bestehend aus einem Erdgeschoß, 3 Obergeschoßen und einem Dachraum, wurden folgende Einwirkungen ermittelt:

Einwirkende Normalkraft aus der Lastableitung: $N_{Ed}$ = 300kN/m

Einwirkende Horizontalkraft: $V_{Ed}$ = 4kN

Berechnung:

1) **Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit** nach ÖNORM EN 1996-1-1

$$f_k = K\, f_b^{\alpha}\, f_m^{\beta}$$

Ziegel der Gruppe 1 und Normalmörtel; Konstanten und Beiwerte aus ONR 21996

K = 0,60
α = 0,65
β = 0,25
**$f_k$ = 4,50N/mm²**

2) **Nachweis für unbewehrtes Mauerwerk nach ONR 21996**

a) Nachweis des vertikalen Tragwiderstandes $N_{Ed} \leq N_{Rd}$

Der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes ergibt sich aus

$$N_{Rd} = \phi_s \cdot f_d \cdot A$$

Abminderungsfaktor $\phi_s$ zur Berücksichtigung der Schlankheit und der Lastausmitte

a) für Innenwände gilt: $\Phi_s = 0{,}85 - 0{,}0011\left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2$

b) Für Wände, die als Endauflager f[illegible] kleinere Wert aus a) oder

$$\Phi_s = 1{,}3 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0{,}85$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | $h_{ef}$ = | 4,0m | | | |
| | $t_{ef}$ = | 0,8m | | | |
| nach ONR 21996 gilt | $h_{ef}$ / $t_{ef}$ = | 5 | ≤ | 27 | Bedingung erfüllt |
| | $l_{ef}$ = | 3,3m | | | |
| | $\phi_{s,a}$ = | 0,82 | | | maßgebend |
| | $\phi_{s,b}$ = | 0,89 | ≤ | 0,85 | Bedingung nicht erfüllt |

**$N_{Rd}$ = 1 382kN > $N_{Ed}$ = 300kN Nachweis erfüllt**

b) Nachweis der vertikalen Tragwiderstandes $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit für Rechtecksquerschnitte errechnet sich aus:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$$

$l_c$ = 4,0m

**$V_{Rd}$ = 150kN > $V_{Ed}$ = 4kN Nachweis erfüllt**

Für unbewehrte Wände in Gebäuden mit maximal drei Geschoßen erfolgt der Nachweis der Tragfähigkeit nach ONR 21996. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit braucht nicht geführt zu werden, wenn der Nachweis der Tragfähigkeit erfüllt ist. (ÖNORM EN 1996-1-1, 2013-01-01)

## 2.4 Prüfverfahren

Um eine aussagekräftige Zustandsbeurteilung eines Altbaubestandes machen zu können, ist es unabdingbar, die Festigkeitseigenschaften der verbauten Werkstoffe und des Mauerwerks zu kennen, um diese für die Nachbemessung ansetzen zu können. Dabei wird bei den Prüfverfahren in zerstörungsarme (in situ) und zerstörende (Labor) Prüfungen unterschieden. Bei der zerstörenden Prüfung ist die Probeentnahme am Bestandsbauwerk entscheidend. Dabei ist darauf zu achten, dass die Mauerstellen keine maßgebenden lastabtragenden Wände betreffen und dass diese Stellen grundsätzlich möglichst klein zu halten sind. Andernfalls wird von Normen eine statische Bemessung dieses geschwächten Wandabschnittes verlangt. (Pech & Zach, 2007)
In diesem Kapitel werden die verschiedenen Prüfverfahren zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften der Einzelkomponenten Ziegel und Mörtel, sowie für das Mauerwerk beschrieben.

### 2.4.1 Prüfverfahren für Ziegel

Die Prüfkörperentnahme zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von Ziegel erfolgt entweder durch heraus schneiden aus dem Verband mit einer Mauersäge, durch Bohren oder durch Ausstemmen. (Pech & Zach, 2007)

#### 2.4.1.1 Bestimmung der Druckfestigkeit (Labor)

Bei der Ermittlung der Druckfestigkeit von Mauerziegeln wird der z.B. zylindrische Prüfkörper in der Regel senkrecht mit einer vertikalen Kraft flächig belastet. Die Prüfung und die Ermittlung der Druckfestigkeit erfolgt nach ÖNORM EN 772-1.
Der Wert der Druckfestigkeit (Steindruckfestigkeit) wird berechnet, indem die Höchstlast durch die Bruttofläche dividiert wird

$$\overline{f_b} = \frac{F}{A} \tag{20}$$

$\overline{f_b}$ … Steindruckruckfestigkeit aus dem Versuch in N/mm²

F … Höchstlast aus dem Versuch in N

A … Bruttoquerschnittsfläche in mm²

Die Umrechnung auf die normierte Druckfestigkeit erfolgt mit einem Formfaktor δ nach ÖNORM EN 772-1

$$f_b = \delta \cdot \overline{f_b} \tag{21}$$

$f_b$ … normierte Druckfestigkeit in N/mm² nach ÖNORM EN 772-1 oder ONR 21996

Bei der Entnahme von Prüfkörpern aus den Bestandsbauten ist darauf zu achten, dass man neben der Entnahmerichtung auch auf die Temperatur, die Belastungsgeschwindigkeit, die Form und Größe, das Alter und die Lagerungsart der Prüfkörper achtet, um aussagekräftige, vergleichbare Werte von verschiedenen Probekörpern zu bekommen.

Aus einer Versuchsanordnung mit verschiedenen Belastungsrichtungen bei Vollziegel nach (Krawtschuk, et al., 2014) soll der Druckversuch erklärt werden.

Dazu wurden Bohrkerne aus 3 Ziegelchargen mit unterschiedlichen Bohrwinkeln miteinander verglichen. Zwei Ziegelchargen waren historische Mauerziegel von Gründerzeithäusern mit dem altösterreichischen Format 29 x 15 x 6,5 cm. Nach (Krawtschuk, et al., 2014) haben diese Ziegel eine einaxiale Druckfestigkeit von $f_b$ = 19,28 N/mm² mit einer Streuung von 40 %. Die dritte Ziegelcharge waren heutzutage gängige NF Ziegel 25 x 12 x 6,5 cm mit einer normierten Druckfestigkeit von $f_b$ = 28,4 N/mm². Für den Versuch wurden 5 Bohrkerne mit einem Durchmesser von 45mm ± 1mm pro Belastungsrichtung mit Bohrwinkel von 0°, 20°, 35°, 45°, 60°, 75° und 90° aus den Mauerziegeln gezogen (siehe Abb. 51). Bei den schrägen Prüfkörpern wurden diese so abgelängt, dass sie das Verhältnis d/h von 1:1 hatten. (Krawtschuk, et al., 2014) Vergleichbare Mauerwerksdruckfestigkeiten aus der Bauzeit sind Tab. 3 zu entnehmen.

Bei der Versuchsdurchführung nach (Krawtschuk, et al., 2014) wurden die Prüfkörper zwischen zwei Stahlplatten zentrisch eingerichtet und mit einer Geschwindigkeit von 0,05 mm/s mittels einem Hydraulikzylinder belastet. Die schematische Darstellung des Versuchsaufbaus ist Abb. 51 zu entnehmen. Die Prüfkräfte und die Verschiebungen wurden mit Kraftmessdose und Wegaufnehmern aufgezeichnet. Die Bruchkörper der einzelnen Chargen sind in Abb. 52 dargestellt.

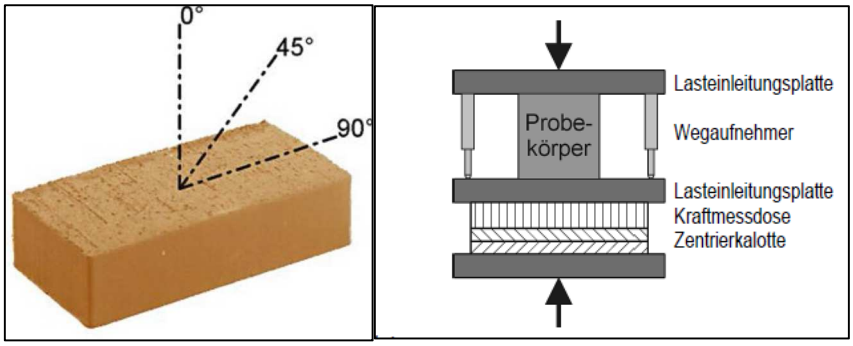



Abb. 51: li: Entnahmerichtung des Bohrkerns – re: Versuchsaufbau aus (Krawtschuk, et al., 2014)

Abb. 52: li: Charge I Buchkörper der historischen Mauerziegel – Mitte: Charge II Buchkörper der historischen Mauerziegel – re: Neuer Mauerziegel aus (Krawtschuk, et al., 2014)

Der Versuch zeigte, dass die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten aus den Proben der historischen Mauerziegel mit den Werten aus der Literatur vergleichbar sind. Aufgrund des Bruchbildes, siehe Abb. 52, ist erkennbar, dass hier die Streuung bei der Druckfestigkeit $f_b$ mit max. 44,5% der Charge I am größten ist. Im Vergleich zu den neuen Mauerziegeln weisen diese eine deutlich geringere Streuung mit

max. 19,1% auf. Die Begründung liegt darin, dass bei den in der Gründerzeit hergestellten Prozessen eine größere Inhomogenität des Ausgangsmaterials herrschte. Durch diese Tatsache lässt sich keine Aussage über die Belastungsrichtung treffen. Anhand der Last – Verformungs – Kurven kann ein annähernd linear elastisches Materialverhalten bis zum Erreichen der Höchstlast angenommen werden, bevor es zum abrupten Bruch kommt, nach dem keine Last mehr vom Prüfkörper aufgenommen werden kann. (Krawtschuk, et al., 2014)

#### 2.4.1.2 Bestimmung der Druckfestigkeit (in Situ)

Bei dem zerstörungsarmen Prüfverfahren mit dem Schmidt-Rückprallhammer wird ein Rückprallwert des Steines vor Ort am Bestandsbauwerk ermittelt (siehe Abb. 53), der mit definierten Korrekturfaktoren auf die Steindruckfestigkeit von Mauerziegeln umgerechnet werden muss. Dieser korrigierte Rückprallwert ist mit der normierten Steindruckfestigkeit eines 10 x 10 x 10 cm großen Prüfkörpers zu vergleichen. (Pech & Zach, 2007)

Abb. 53: Rückprallprüfung am Vollziegel aus (Pech & Zach, 2007)

#### 2.4.1.3 Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Labor)

Die Prüfung der Biegezugfestigkeit erfolgt nach ÖNORM B 3200 und dient als Beurteilungskriterium von Frost – Tau Wechselbeständigkeit. Um die Biegezugfestigkeit zu ermitteln, wird der ganze Mauerziegel mit einer Stützweite von 20 cm aufgelagert und durch eine Einzelkraft mittig belastet (siehe Abb. 54).

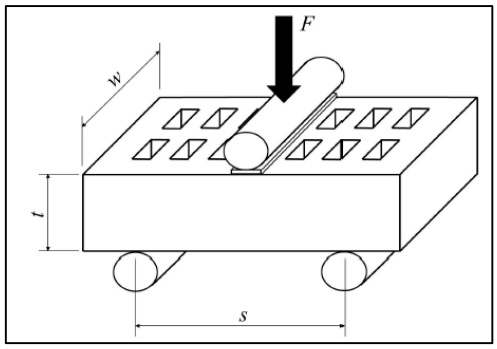



Abb. 54: Prüfung der Biegezugfestigkeit aus (ÖNORM B 3200, 20013-06-15)

Errechnet wird die Biegezugfestigkeit mittels der Formel aus (ÖNORM B 3200, 20013-06-15)

$$\sigma_t = \frac{3}{2} \cdot \frac{F \cdot s}{w_n \cdot t^2} \tag{22}$$

$\sigma_t$ … Biegezugfestigkeit in N/mm²

F … Bruchlast aus dem Versuch in N

s … Abstand zwischen den Trägern in mm (s = 200mm)

$w_n$… gemessene Breite des Mauerziegels, abzüglich der Löcher an der Bruchstelle in mm

t … gemessene Dicke des Mauerziegels in mm

#### 2.4.1.4 Bestimmung der Zugfestigkeit (Labor)

Zur Zeit gibt es kein genormtes Prüfverfahren zur Ermittlung der Zugfestigkeit, es wird aber Vollständigkeit halber erwähnt. Die Zugbeanspruchung im Mauerstein tritt aufgrund von Schubbeanspruchungen in Scheiben von Mauerwerk auf (siehe Kapitel 2.3.2.4.1.1). Dabei wird der Mauerstein parallel zur Längsachse des Ziegels durch schräge Hauptschubspannungen belastet und erfordert demnach eine Prüfung auf zentrischen Zug. Im Zuge von Forschungsarbeiten und Untersuchungen wurde in Versuchen an Vollziegeln eine Zugfestigkeit von 0,036 - 0,086 N/mm² ermittelt. Dabei wurden zwei Stahlplatten an den Stirnseiten der Prüfkörper (ganze Ziegel oder Teilproben) mit einem Kleber befestigt und zentrisch auf Zug belastet. Die ermittelte Zugfestigkeit hängt von der Steinart, der Lochgeometrie, von der Beanspruchungsrichtung und der Prüfgeometrie ab. (Graubner, et al., 2005)

### 2.4.2 Prüfverfahren von Mörtel

Bei der zerstörenden Entnahme von Prüfkörpern wird der Fugenmörtel vorsichtig herausgelöst, um entsprechende Mörtelproben im Labor prüfen zu können. Neben den normgerechten Prüfverfahren ist es ratsam, bei historischen Bauten auch eine Mörtelanalyse durchzuführen, um eine bessere Aussage über die Art und des Gehaltes an Bindemittel zu erhalten. (Burkert, 2007) Die Erkenntnis über das Bindemittel wirkt sich z.B. bei der Mauerwerksverfestigung (siehe Kapitel 3.1) aus, da es die Wahl des Injektionsmittels beeinflusst.

In der Gründerzeit kam in vielen Fällen ein Mörtel zur Anwendung, von dem keine Festigkeitswerte bekannt waren. Das kam daher, dass damals keine geregelten/genormten Prozesse abliefen und man somit nicht immer die gleiche Qualität herstellen konnte.

#### 2.4.2.1 Bestimmung der Druckfestigkeit (Labor)

Die Ermittlung der Normdruckfestigkeit erfolgt nach ÖNORM EN 1015-11. Die Prüfung erfolgt an prismenförmigen Prüfkörpern von 80 x 40 x 40 mm mittels Stempeldruckverfahren (siehe Abb. 55).

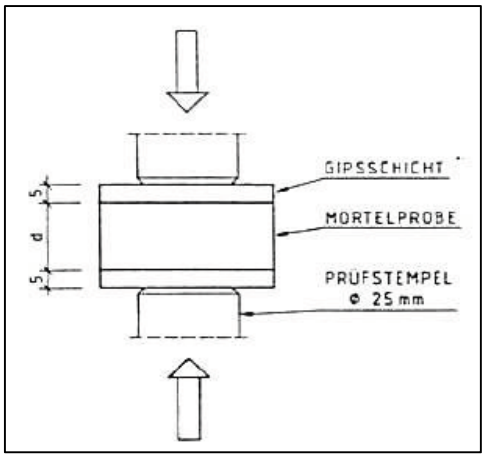



Abb. 55: Prinzipskizze der Stempeldruckprüfung an abgeglichenen Mörtelplättchen aus (Kolbitsch, 2012)

Die geprüften Mörtelfestigkeiten $f_m$ werden in die Mörtelgruppen nach ÖNORM EN 998-2 eingeteilt (siehe Tab. 12) und dienen zur Ermittlung der charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk $f_k$ nach ÖNORM EN 1996-1-1.

| Klasse | M 1 | M 2,5 | M 5 | M 10 | M 15 | M 20 | M d |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Druckfestigkeit [N/mm²] | 1 | 2,5 | 5 | 10 | 15 | 20 | d |

d … vom Hersteller angegebene Druckfestigkeit, die höher als 20 N/mm² ist

Tab. 12. Mörtelklassen (ÖNORM EN 998-2, 2010-11-01)

Bei Gründerzeithäusern liegt die Druckfestigkeit des Mörtels zwischen 1 und 2 N/mm². (Kolbitsch, 2012) Daher kann eine Einteilung in die Mörtelgruppe M 1 oder M 2,5 erfolgen. Wobei die Einteilung in M 1 auf der sicheren Seite bei der Bemessung liegen würde.

Bei der Bestimmung der Mörteldruckfestigkeit im Labor besteht die Problematik darin, dass die Prüfung an Proben aus dem Bestandsmauerwerk von der Norm abweicht, da die entnommene Probenstärke zwischen 10 und 15 mm (Lagerfugendicke) liegen. Eine normgerechte Prüfung erfolgt an einem 20 mm starken Probekörper. In Abb. 55 und Abb. 56 ist die normgerechte Prüfung dargestellt.

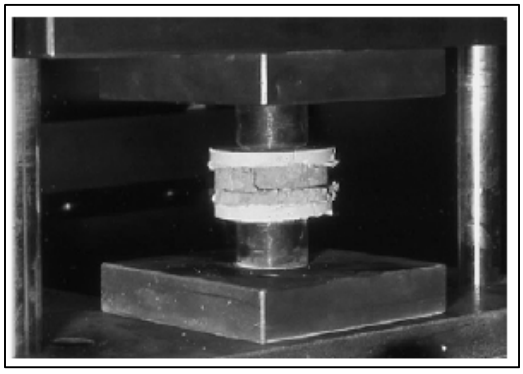


Abb. 56. Stempeldruckprüfung aus (Pech & Zach, 2007)

In der DGfM Richtlinie wird eine direkte Prüfung beschrieben, die aber ebenfalls die Problematik der Dimensionen des Prüfkörpers aufwies (8 x 8 cm). An der RWTH Aachen entwickelt und an der TU Wien weiter verfeinert wurde an der Probengröße gefeilt. Dabei wurde ein Prüfkörper mit 5 x 5 cm und einer Dicke von 1 – 1,5 cm entwickelt, der dann im Stempeldruckverfahren geprüft werden kann und den

Festigkeitswerten aus der Normprüfung an Mörtelprismen entspricht. Dabei entspricht die Prüffestigkeit eines Fugenmörtels von 3,5 N/mm² einer Normdruckfestigkeit von 1,4 N/mm². In Tab. 13 sind Druckfestigkeiten um 1900 von Mörteln mit verschiedenen Mischungsverhältnissen aufgelistet.
(Pauser, et al., 1996), (Pauser, et al., 1995), (DGfM Richtlnie, 08-1992), (Pech & Zach, 2007)

| Bezeichnung | Mischungsverhältnis | $f_m$ [N/mm²] |
|---|---|---|
| Kalksandmörtel | Kalkteig/Sand (RT): 1/6 bis 1/1 | 4 - 5 |
| Mörtel aus hydr. Kalk | Kalk/Sand (RT): 1/5 bi 1/1 | 3 - 5 (15) |
| Romanzementmörtel | RZ/Sand (GT): 1/3 | 6 - 8 |
| PZM | PZ/Sand (GT): 1/3 | 12 - 16 |
| KZM | Zement/Kalkteig/Hydr.K./Sand: 1-2/0-2/0-2/6-10 | 8,5 - 29 |

RT … nach Raumteilen
GT … nach Gewichtsteilen

Tab. 13. Druckfestigkeiten von Mörtel um 1900 nach (Kolbitsch, 2012)

Bei aktuellen Prüfungen ergaben die Mörtelfestigkeiten des Kalksandmörtels 0,5 – 2 N/mm² im Vergleich zu den Werten um 1900 mit 4 – 5 N/mm². (Kolbitsch, 2012)

### 2.4.2.2 Bestimmung der Druckfestigkeit (in situ)

Die Ermittlung der Mörtelfestigkeit $f_m$ am Bestandsbauwerk erfolgt mittels Eindringverhalten mit einer Prüfschneide in der Fuge (siehe Abb. 57). Dabei ist zu beachten, dass dieses Prüfverfahren nur bei weichen Mörteln, z.B. Kalkmörtel mit einer max. Mörtelfestigkeit von 2,5 – 3,0 N/mm² angewendet werden kann, da es sonst aufgrund des Prinzips der Schlagenergie bei festerem Mörtel zur Strukturzerstörung kommt. Die Ermittlung der Mörtelnormfestigkeit erfolgt über den Prüfmittelwert der Mörtelfestigkeit aus der Fuge, der um etwa 20 % niedriger ist als jene Werte beim Stempeldruckverfahren.
(Pech & Zach, 2007)

Abb. 57. Eindringprüfung des Mörtels aus (Pech & Zach, 2007)

### 2.4.2.3 Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Labor)

Bei der normgerechten Prüfung der Biegezugfestigkeit wird die Mörtelprobe (Prismen 160 x 40 x 40 mm) auf zwei Rollen, die im Abstand von 100 mm angeordnet sind, gelagert und mittig belastet (siehe Abb. 58).

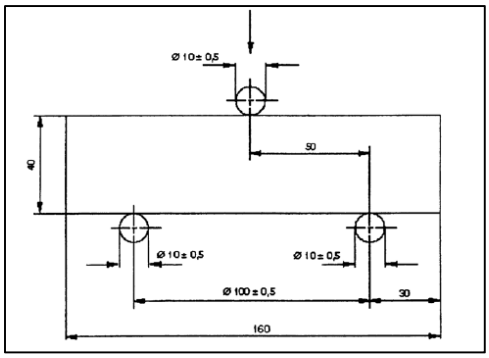



Abb. 58. Prüfung der Biegezugfestigkeit aus (ÖNORM EN 1015-11, 2007-03-01)

Ermittelt wird die Biegezugfestigkeit aus (ÖNORM EN 1015-11, 2007-03-01)

$$\mathrm{f} = \frac{3}{2} \cdot \frac{F \cdot l}{b \cdot d^2} \tag{23}$$

f … Biegezugfestigkeit in N/mm²

F … auf den Prüfkörper aufgebrachte Höchstlast in N

l … Abstand zwischen den Achsen der Auflagerrollen (laut ÖNORM EN 1015-11, l = 200mm)

b … Breite des Prüfkörpers in mm

d … Höhe des Prüfkörpers in mm

## 2.4.3 Prüfverfahren von Mauerwerk

Zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk ist es ebenfalls, sowie bei den Komponeneten, entscheidend, wie die Proben aus dem Bestandsmauerwerk entnommen werden. Bei einer Prüfung im Labor werden z.B. Fugenbohrkerne oder Pfeiler aus dem Verband entnommen. Hingegen sind für die in situ Prüfungen, in den meisten Fällen, nur Schlitze im Bestandsmauerwerk notwendig.

### 2.4.3.1 Bestimmung der Schubfestigkeit (Labor)

Zur Untersuchung der Schubbeanspruchung an Mauerwerkswänden stehen bis heute mehrere verschiedene Prüfverfahren zur Verfügung, die noch nicht genormt wurden. Die meisten dieser Prüfverfahren beziehen sich auf die Grundüberlegungen des zurzeit am häufigsten angewendeten Verfahrens des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt). Dabei werden geschoßhohe Mauerwerksscheiben mit einer Länge von 2,5 m und der Breite eines Ziegels durch Einleitung einer Diagonalkraft in an die Wandscheibe angeklebte Betonrandbalken geprüft (siehe Abb. 59). Durch rollengelagerte Stahlträger kann zusätzlich eine Auflast senkrecht zur Lagerfuge aufgebracht werden. (Brameshuber, et al., 2008)

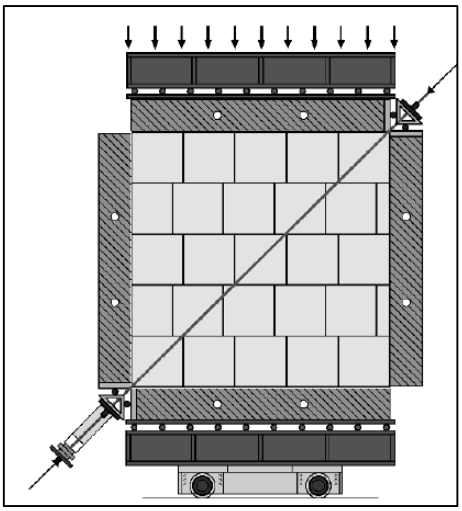


Abb. 59: Vereinheitlichtes Prüfverfahren des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) aus (Brameshuber, et al., 2008)

Da die Krafteinleitung über die Stahlbetonbalken keine gleichmäßige Schubbeanspruchung der Wand gewährleisten kann, werden zusätzliche FEM Simulationen mit veränderten Randbedingungen durchgeführt, um die tatsächliche Schubtragfähigkeit des Mauerwerks zu erhalten.
(Brameshuber, et al., 2007), (Brameshuber, et al., 2005)

### 2.4.3.2 Bestimmung der Druckfestigkeit

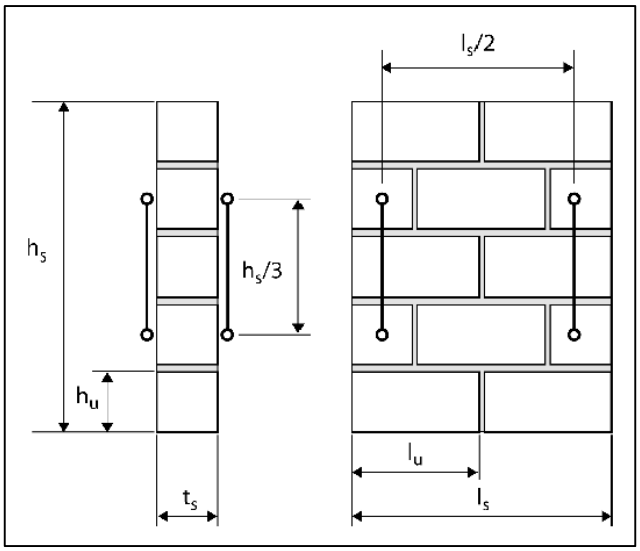
Bei der Prüfung auf Druck an Mauerwerk wird zwischen Prüfverfahren im Labor und vor Ort unterschieden. Dabei liegt das Hauptaugenmerk auf der Art der Prüfkörperentnahme:

- Zerstörende Prüfverfahren im Labor (Prüfkörper: Pfeilerentnahme RILEM Prüfkörper oder Fugenbohrkerne)
- Zerstörungsarme Prüfverfahren in situ (Flat Jack Verfahren)

Bei der Entnahme eines Prüfkörpers aus dem Bestandsmauerwerk ist vor allem auf die statischen Gegebenheiten des Bestandsobjektes zu achten und gegebenenfalls bei tragenden Wänden ein statischer Nachweis erforderlich. Des Weiteren müssen die Bestimmungen der ÖNORM EN 1996-1-1 eingehalten werden. (Kirchmayer, et al., 2011)

#### 2.4.3.2.1 Bestimmung der Druckfestigkeit mittels Pfeilerentnahme (Labor)

Bei der Pfeilerentnahme handelt es sich um den RILEM (Reunion Internationale des Laboratoires et Experts des Materiaux) Prüfkörper. Dabei wird dem bestehenden Mauerwerk ein äquivalenter Wandprüfkörper (Pfeiler) entnommen, der gemäß ÖNORM EN 1052-1 eine Höhe von mindestens 5 Scharen, eine Breite von mindestens zwei Steinlängen hat und eine Dicke von einer Steinbreite aufweist (siehe Abb. 60).




| $l_u$ [mm] | $h_u$ [mm] | $l_s$ [mm] | $h_s$ [mm] | | $t_s$ [mm] |
|---|---|---|---|---|---|
| $\leq$ 300 | $\leq$ 150 | $\geq$ 2 x $l_u$ | $\geq$ 5 x $h_u$ | $\geq$ 3 x $t_s$ und $\leq$ 15 x $t_s$ und $\geq l_s$ | $\geq t_u$ |
| | > 150 | | $\geq$ 3 x $h_u$ | | |
| > 300 | $\leq$ 150 | $\geq$ 1,5 x $l_u$ | $\geq$ 5 x $h_u$ | | |
| | > 150 | | $\geq$ 5 x $h_u$ | | |

Abb. 60: Mauerwerksprüfkörper auf vertikal zentrischen Druck nach (ÖNORM EN 1052-1, 1999-01-01)

$h_s$ … Höhe des Prüfkörpers in mm

$l_s$ … Länge des Prüfkörpers in mm

$l_u$ … Länge des Mauersteines in mm

$l_s$ … Dicke des Prüfkörpers in mm

$t_u$ … Breite des Mauersteines in mm

In Abb. 60 sind die Vorrichtungen für die Messung der Längenänderung ersichtlich, die im Abstand von $l_s/2$ und $h_s/3$ angeordnet sind. Bei der Prüfung erfolgt die Belastung normal zu den Lagerfugen, also parallel zu den Stoßfugen.

Die charakteristische Wandfestigkeit $f_k$ wird ermittelt, indem man die ermittelte Festigkeit aus dem Prüfverfahren durch 1,2 dividiert. Die ermittelte Wandfestigkeit f ist dabei der ermittelte Mittelwert von allen Prüfkörpern gemäß der ÖNORM EN 1052-1.

$$f_k = \frac{f}{1{,}2} \tag{24}$$

$f_k$ … charakteristische Wandfestigkeit in N/mm²

f … aus den Versuchen ermittelte Wandfestigkeit in N/mm²

#### 2.4.3.2.2 Bestimmung der Längsdruckfestigkeit (Labor)

Die Prüfung der Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen wird in dieser Arbeit nur der Vollständigkeit halber erwähnt, da es sich hierbei um eine Begleitprüfung handelt und es kein genormtes Prüfverfahren gibt.

Beansprucht wird das Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen, z. B. in der Druckzone von Flachstürzen. Bei den Versuchen nach (Brameshuber, et al., 2008) wurden die Prinzipien der ÖNORM EN 1052-1 angewendet. Dabei wurde ein Mauerwerkprüfkörper realitätsnah künstlich hergestellt und in einer Prüfmaschine mit vertikal angeordnetem Kolben gedreht, siehe dazu Abb. 61. Die Drehung des Prüfkörpers verlangt bei der Herstellung einen großen Aufwand und eine hohe Sorgfalt, da der Verbund nicht gestört werden darf. (Brameshuber, et al., 2008)

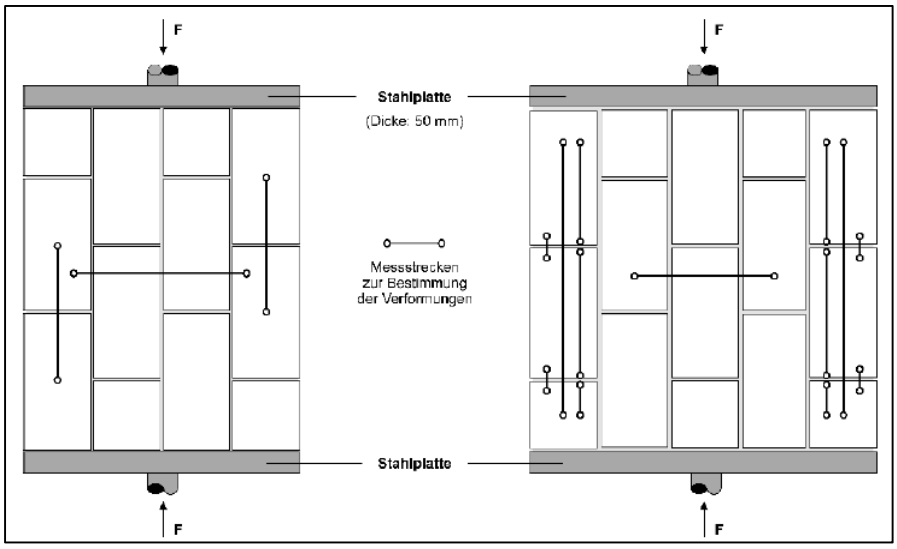



Abb. 61: Mauerwerkprüfkörper zur Bestimmung der Längsdruckfestigkeit von Mauerwerk li: aus (Schubert & Hoffmann, 1993) – re: aus (König & Schmidt, 1992)

### 2.4.3.2.3 Bestimmung der Druckfestigkeit mittels „Flat – Jack – Test“ (in situ)

Bei der Versuchsanordnung bei dem Prüfverfahren am bestehenden Mauerwerk ohne Probeentnahme mittels Flat – Jack – Test werden die Rückverformungen nach Entlastung vom Mauerwerksteilen gemessen. Dabei wird der zu prüfende Mauerwerksbereich mit zwei Schlitzen geschwächt, in die jeweils eine Kapselpresse („Flat Jack“) eingesetzt wird. Anschließend werden mit verschiedenen Druckstufen, die Spannungs- und Verformungszustände gemessen (siehe Abb. 62 und Abb. 63).
(Pech & Zach, 2009)

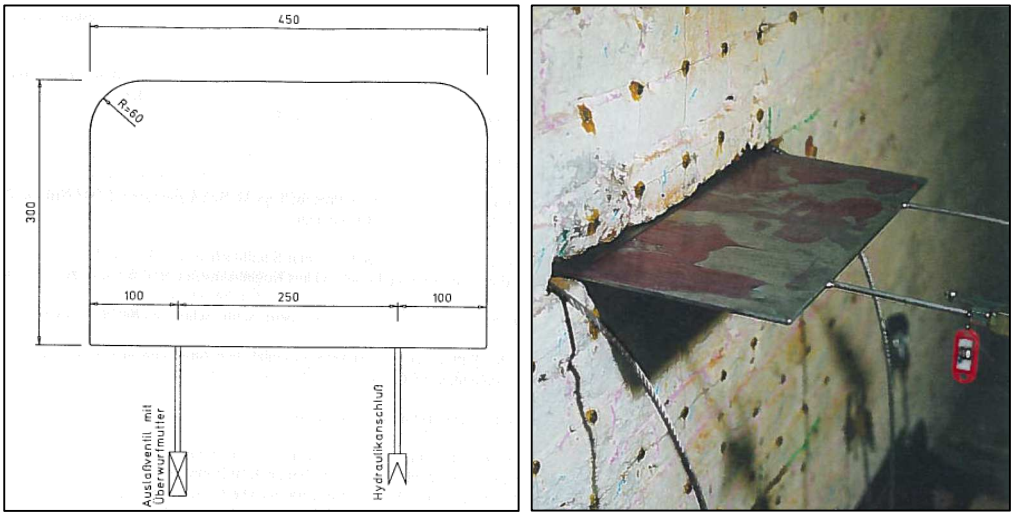



Abb. 62: li: Abmessungen und Form des Flat – Jack – re: Versetzen des Flat – Jacks aus (Pauser, et al., 1996)

Im Prinzip können beim Flat-Jack-Test zwei Größen ermittelt werden. Einerseits wird der vorhandene Spannungszustand ermittelt, und andererseits wird die Druckfestigkeit im Bauteil bestimmt.

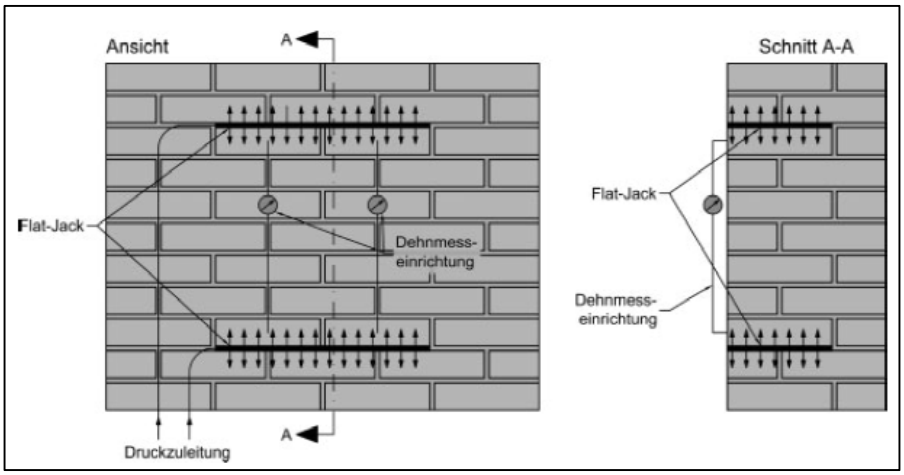



Abb. 63: Anordnung des Flat – Jack – Test am zu prüfenden Bauteil aus (Pech & Zach, 2009)

Um die tatsächlichen Spannungen aus dem Versuch zu erhalten, benötigt man einen Korrekturfaktor, um den hydraulischen Druck umrechnen zu können. Diese Korrekturfaktoren werden vorab im Labor bestimmt. Die tatsächliche wirkende Spannung im Mauerwerk ergibt sich dann zu:

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot K_a \tag{25}$$

$K_m$ … berücksichtigt die Eigensteifigkeit der Dose

$K_a$ … berücksichtigt das Flächenverhältnis Druckdose/Schlitz

Bei der Beurteilung der Druckfestigkeit wurde die Erkenntnis gewonnen, dass mit wachsender Entfernung zum Schlitzrand die Verformungen rasch abklingen, während die größten Stauchungen sich in der Mitte der Flat Jacks bildeten. Dies führte zu 20 % geringeren Druckfestigkeiten, im Vergleich zur Pfeilerfestigkeit. Hingegen konnten 13 % höheren Festigkeitswerte, verglichen mit den Wandfestigkeiten erreicht werden. Eine Verbesserung der Messwerte kann durch die Abstimmung auf das Ziegelformat erzielt werden. (Pauser, et al., 1996)

### 2.4.3.3 Bestimmung der Spaltzugfestigkeit (Fugenbohrkerne)

Mit der Entnahme von Fugenbohrkernen kann die Druckfestigkeit über die Spaltzugfestigkeit ermittelt werden. Dabei wird bei der Probenentnahme, die parallel zur Lagerfuge erfolgt, ein Bohrkern mit einem Durchmesser von 10 cm mittels einer diamantbestückten Bohrkrone aus dem Verband entnommen. Die Geometrie des Prüfkörpers ist dadurch gekennzeichnet, dass der Kreisquerschnitt durch die Lagerfuge in zwei symmetrische Hälften geteilt wird (siehe Abb. 64).

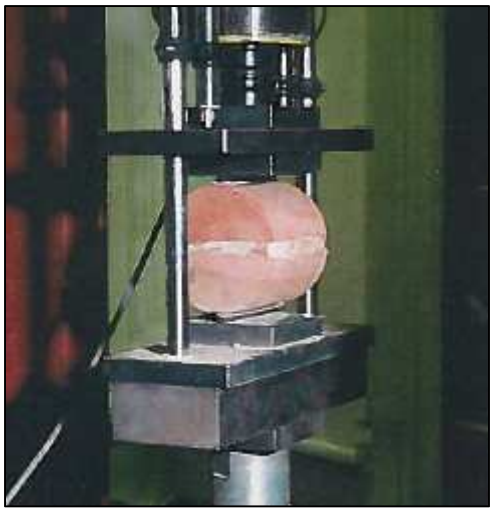


Abb. 64: Spaltzugprüfung des Fugenbohrkerns aus (Pauser, et al., 1996)

Für die Prüfung der Spaltzugfestigkeit gibt es, wie auch für die Bestimmung der Zugfestigkeit, kein genormtes Prüfverfahren. Bei in der Literatur beschriebenen Forschungsarbeiten wurde der Kern entsprechend seiner Lage im Mauerwerk linienförmig über seine ganze Länge, bis zu seinem Aufspalten, belastet.

Die Bestimmung der Mauerwerksfestigkeit aus der Spaltzugfestigkeit basiert auf der Tatsache, dass die Einflüsse der Verformungseigenschaften sowohl auf die Druckfestigkeit als auch auf die Spaltzugfestigkeit ähnlich sind. Dadurch wird die Mauerwerksfestigkeit anhand der Ausnutzungsgrade aus den Druck- und Spaltzugversuchen bestimmt. (Pauser, et al., 1996)

$$f_{ma} = K_{FK} \cdot f_b \tag{26}$$

$$\text{mit } K_{FK} = f_{SZ,FK} \cdot f_{SZ,b} \tag{27}$$

$f_{ma}$ … Mauerwerksfestigkeit in N/mm²

$f_b$ … Ziegeldruckfestigkeit in N/mm² (genormt)

$K_{FK}$ … Aunutzungsgrad der Spaltzugproben

$f_{SZ,b}$… Spaltzugfestigkeit des Ziegelbohrkerns in N/mm²

$f_{SZ,FK}$… Spaltzugfestigkeit von Fugenbohrkernen in N/mm²

Bei einem Verhältnis von Steindruckfestigkeit zu Mörtelfestigkeit in der Größenordnung von etwa 5 zu 1 ist die Ermittlung der Mauerwerksfestigkeit aus der obigen Beziehung vor allem bei Altbauten mit einer Mörtelfestigkeit von ungefähr 1 – 2 N/mm² praktisch unmöglich. (Pech & Zach, 2009)

#### 2.4.3.4 Bestimmung der Biegezugfestigkeit

In diesem Kapitel wird ausschließlich auf das genormte Prüfverfahren für die Bestimmung der einaxialen Biegezugfestigkeit nach ÖNORM EN 1052-2 eingegangen.

Für weitere Varianten zur Prüfung der Biegezugfestigkeit wird auf die Literatur verwiesen, z.B. werden bei (Brameshuber, et al., 2008) folgende Prüfverfahren angeführt:

- Einaxiale Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen bei gleichzeitiger Druckbeanspruchung
- Diagonale Biegezugfestigkeit
- Biaxiale Beanspruchungen

Beim Prüfverfahren gemäß ÖNORM EN 1052-2 werden kleine Mauerwerksprüfkörper durch eine Vier-Punkt-Belastung bis zum Bruch belastet. Dabei erzeugt eine Horizontalkraft ein Biegemoment parallel oder senkrecht zur Lagerfuge (siehe Abb. 65). Der Wert der Biegezugfestigkeit wird aus der im Versuch ermittelten Höchstlast gemäß ÖNORM EN 1052-2 errechnet. (Jäger & Marzahn, 2010)

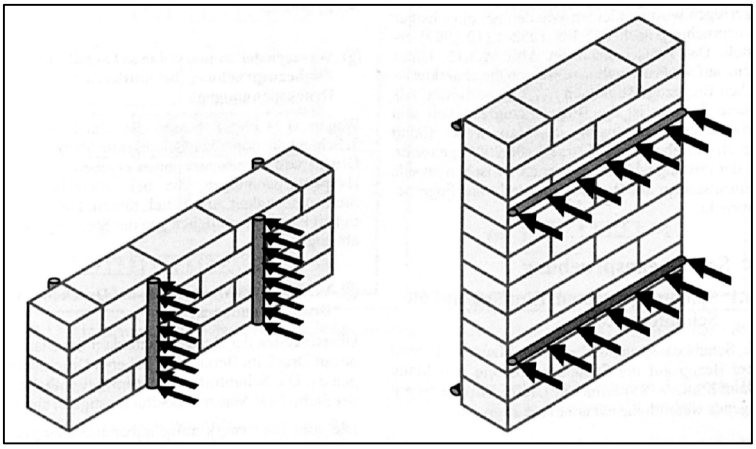


Abb. 65: li: Prüfung senkrecht zur Lagerfuge – re: Prüfung parallel zur Lagerfugen nach (ÖNORM EN 1052-2, 1999-11-01)

In Abb. 66 sind die Bruchebenen bei Biegebeanspruchung von Mauerwerk dargestellt.

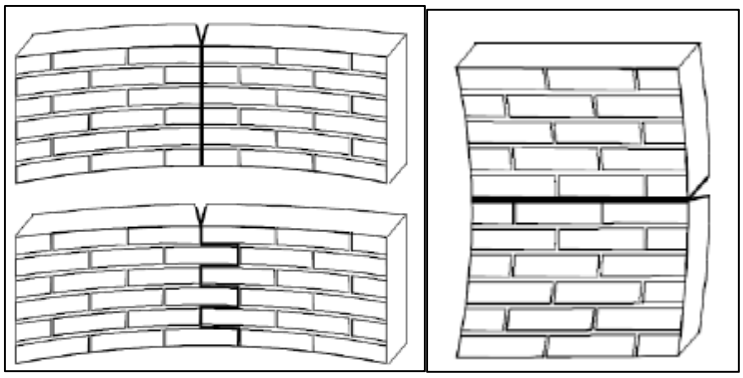


Abb. 66: li: Bruchebene senkrecht zu den Lagerfuge aus $f_{xk2}$– re: Bruchebene parallel zu den Lagerfugen $f_{xk1}$ aus (ÖNORM EN 1996-1-1, 2013-01-01)

Die Ermittlung der charakteristischen Biegefestigkeit erfolgt nach ÖNORM EN 1052-2

$$f_{xi} = \frac{3 \cdot F_{i,max} \cdot (l_1 - l_2)}{2 \cdot b \cdot t_u^2} \tag{28}$$

| | |
|---|---|
| b … | Höhe oder Breite eines Mauerwerksprüfkörpers senkrecht zur Spannweite in mm |
| $F_{i,max}$ … | Höchstlast, die auf einen einzelnen Mauerwerksprüfkörper erreicht wird in N |
| $f_{xi}$ … | Biegezugfestigkeit eines einzelnen Mauerwerksprüfkörpers in N/mm² |
| $l_1$ … | Abstand zwischen den äußeren Auflagern in mm |
| $l_2$ … | Abstand zwischen den inneren Auflagern in mm |
| $t_u$ … | Breite des Mauersteins in mm |

Wenn keine Werte aus Versuchen vorliegen, dürfen diese aus Tabellen gemäß ONR 21996 entnommen werden

### 2.4.3.5 Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit

Bei der Prüfung der Biegehaftzugfestigkeit werden kleine Mauerwerkskörper gemäß ÖNORM EN 1052- 5 bis zum Bruch gemäß Versuchsaufbau in Abb. 67 belastet. Dabei hängt die Anzahl der Prüfkörper von der Steinhöhe ab. Es sollen so viele Probekörper zur Verfügung stehen, damit mindestens 10 Lagerfugen geprüft werden können. Die Prüfung erfolgt durch das Einspannen des Prüfkörpers und Anbringen einer Klemmvorrichtung an der Oberseite, sodass mittels eines Hebels ein Biegemoment auf die Klemmvorrichtung übertragen werden kann. Die Belastung durch das Biegemoment wird solange gesteigert, bis sich der oberste Mauerstein vom restlichen Prüfkörper löst. Die maximal erreichte gemessene Spannung wird als Biegehaftzugfestigkeit des Mauerwerks herangezogen.
(ÖNORM EN 1052-5, 2005-06-01)

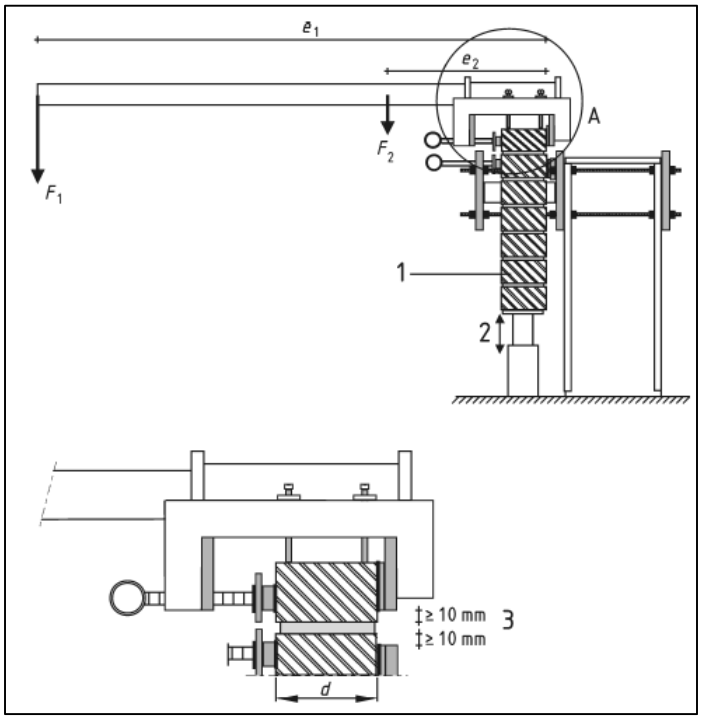



Abb. 67: Beispiel für einen geeigneten Festhalterahmen und Klemmvorrichtungen aus (ÖNORM EN 1052-5, 2005-06-01)

### 2.4.3.6 Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)

Bei der Prüfung der Scherfestigkeit handelt es sich um die Untersuchung der Überschreitung des Reibungswiderstandes zwischen Mauerstein und Mörtel parallel zur Lagerfuge.
Die Prüfung der Scherfestigkeit erfolgt bei Auflast senkrecht zur Lagerfuge. Hingegen wird die Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) ohne Auflast ermittelt. Beide Prüfungen erfolgen gemäß ÖNORM EN 1052- 3 (siehe Abb. 68). (Graubner, et al., 2005)

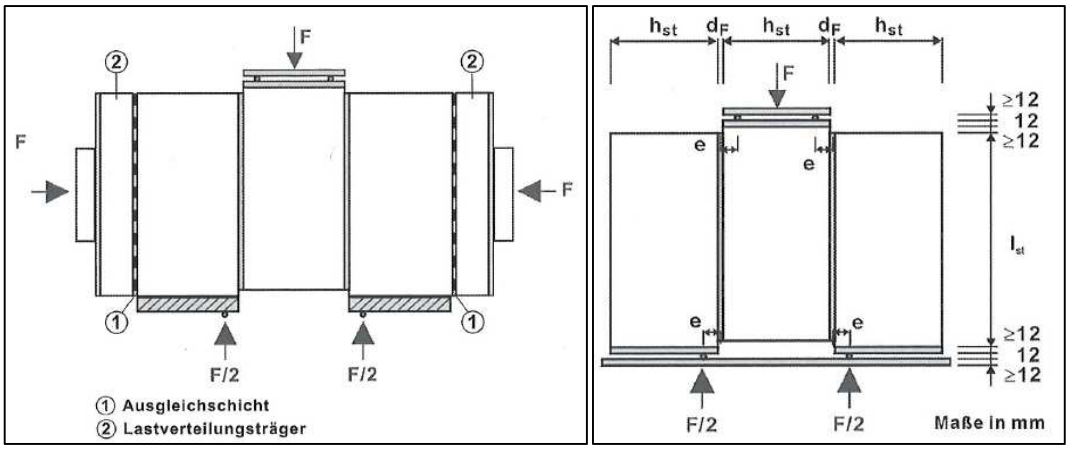



Abb. 68: Bestimmung der Haftscherfestigkeit li: Aufbringen der Vorlast – re: Belastung der Prüfkörper im Scherversuch nach (ÖNORM EN 1052-3, 2007-06-01)

## 2.5 Ursachen für Verstärkungsmaßnahmen

In diesem Kapitel wird ein Überblick über die etwaigen Ursachen für Verstärkungsmaßnahmen gegeben. Darin liegen diese vorwiegend in der Änderung von Bestandsbauwerken und deren Bemessung der Widerstandsfähigkeit nach dem aktuellen Stand der Technik. Umbauten können durch Dachgeschoßausbau, Aufstockungen oder durch nachträgliches Einbringen von Öffnungen erfolgen. Ein maßgebender Nachweis nach dem aktuellen Stand der Technik ist die Bemessung auf Erdbeben. Des Weiteren ist die Beanspruchung auf Wind zu berücksichtigen.

### 2.5.1 Erdbeben

Im Hinblick auf die Lebensqualität stellt Wien einen attraktiven Standort dar. Zu dieser Attraktivität zählen die etwa 30.000 Bestandsgebäude der Gründerzeit. (MA 18, 2005) Nach (Achs, et al., 2011) wird sogar von 52.000 Gründerzeithäusern ausgegangen. In der Zeit zwischen 1850 und 1918 wurde dem Nachweis auf Erdbeben keine Bedeutung zugemessen. Die nach traditionellen Handwerksregeln mit erfahrungsgemäßen Aussteifungssystemen errichteten Gebäude haben mit dem Potential der nicht ausgebauten Dachgeschoßräume (85 %) und der attraktiven Nutzung der Erdgeschoßflächen als Geschäftslokal einen wesentlichen Anteil am Immobilienmarkt. (Kolbitsch, 2012) Die Tatsache, dass die Bemessung auf Erdbeben keinen Stellenwert hatte und nicht geregelt war, wirft die Frage auf, ob diese Gebäude solchen außergewöhnlichen Einwirkungen standhalten könnten. Die Umbauten wie Dachgeschoßausbau, das Entfernen von Zwischenwänden, das Herstellen von Durchbrüchen, usw. wurden genehmigt, sofern sichergestellt war, dass die vertikale Lastabtragung des Gebäudes dem Stand der Technik entsprach. Dabei wurde der Erdbebennachweis nur sehr selten erbracht. (Achs, et al., 2011), (Pech & Zach, 2007)

Die oben genannten Umbauten verlangen nach dem aktuellen Stand der Technik einen Nachweis auf Erdbeben nach Eurocode 8 und OIB Richtlinie 1, da sie vom „rechtmäßigen Bestand“ abweichen und den „Konsens“ der Einreichung zum Errichtungszeitpunkt in den meisten Fällen nicht mehr erfüllen. Durch die Umbauten entsteht ein neuer „Konsens“.

*„… Der rechtmäßige Bestand, auch „Konsens“ genannt, setzt eine der Baubewilligung (Pläne und Bescheid) entsprechende Ausführung und einen der Baubewilligung entsprechenden Zustand des Bestandsgebäudes voraus und beinhaltet darüber hinaus eine Summe von genehmigten und erfüllten Sicherheitsniveaus, insbesondere im Hinblick auf die Zuverlässigkeit des Tragwerkes …“*

(OIB Leitfaden RL 1, 2015-03)

Seit der vereinheitlichten Bemessung für Erdbeben durch den Eurocode (ÖNORM EN 1998-1) gelingt der Nachweis auf Erdbebensicherheit bei den Gebäuden der Gründerzeit in der Regel nicht mehr. Seit dem Starkbeben in Ried am Riederberg (ehemals „Neulengbachbeben“) 1590 (Magnitude 6,2 nach Richter) hat sich die Größenordnung von Erdbeben im Wiener Becken erheblich verändert. In Abb. 69 ist veranschaulicht, wie sich die Erdbebenzonen in Österreich von 1978 bis 2002 entwickelt haben. (Achs, et al., 2011)

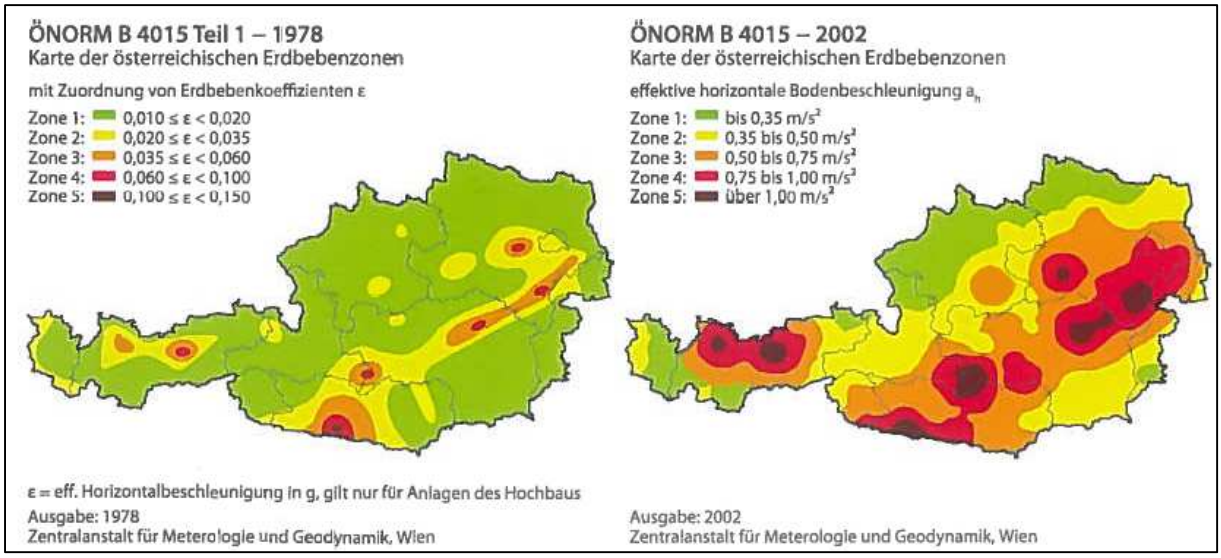



Abb. 69: li: Erdbebenzonen in Österreich. 1978 – re: Erdbebenzonen in Österreich 2002 aus (Achs, et al., 2011)

Durch diese Erhöhung stellt die Erdbebengefährdung für die Immobilien in Wien eine reale Gefahr dar. Das Forschungsprojekt „SEISMID“ - Seismische Systemidentifikation für das Wiener Becken (2007– 2011) - hat sich mit der Einschätzung des tatsächlichen Erdbebenrisikos für den Wiener Raum und der Untersuchung von Konstruktionsweisen von Altbauten beschäftigt. Das Ziel dieses Projektes war es, zu zeigen, dass eine 2 - 2,5 fache Sicherheit der vor 1970 gebauten Gebäude gegen Erdbeben vorhanden ist. „SEISMID“ erbrachte den Nachweis, dass nicht nur die Belastung auf Einwirkungsseite auf das 2,5 fache zu erhöhen ist, sondern auch auf der Widerstandsseite. Nachgewiesen wurde ebenfalls, dass der Ausbau von Dachböden den Widerstand des Gebäudes verbessert. Der Versuch „Spittelbreitengasse“ hat gezeigt, dass das Entfernen von Zwischenwänden ohne gleichzeitiger Kompensierung durch Ersatzmaßnahmen bei der Abtragung von Horizontalkräften keine massive Einsturzgefahr birgt. Unterstützend wirkt dabei die horizontale Scheibenwirkung der Holztramdecken (Reststandfähigkeit). Dies hat eine hohe Bedeutung, da viele Gründerzeithäuser Geschäfte/Lokale im Erdgeschoßbereich beinhalten und hier des Öfteren Zwischenwände entfernt wurden, ohne einen statischen konstruktiven Nachweis zu erbringen. (Achs, et al., 2011)

Bestätigt wird die Notwendigkeit der Untersuchungen von Bestandsgebäuden auf Erdbeben durch das Erdbeben in Seebenstein 1972. Dabei wurden in Wien Beschleunigungen von etwa 60 Prozent des

Bemessungsbebens gemessen, ohne dass ernsthafte strukturelle Schäden an Gebäuden registriert wurden. Bei der Bemessung von Gründerzeithäusern liegt das Hauptaugenmerk auf der Betrachtung der Scheibenwirkung von Holzdecken bzw. der schubsteifen Verbindungen mit den Wänden. In Versuchen wurde festgestellt, dass ein Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha$ erzielt werden kann, wenn den Holzdecken keine Scheibenwirkung zugesprochen wird. Beim Ansetzen einer Scheibenwirkung bei Holzdecken könnten existierende Tragreserven von Giebelwänden und Stiegenhäusern berücksichtigt und somit eine exaktere Abbildung des Tragverhaltens modelliert werden. (Resch & Kern, 2010)

#### 2.5.1.1 Seismische Zustandsbeurteilung

Nach (Achs, 2011) wurde eine Beurteilung und Klassifizierung von Wiener Gründerzeithäusern, auf Grundlage von Parametergruppen, erstellt.

Dabei wurden aus visuellen Beobachtungen und statistischen und historischen Daten Kenngrößen entwickelt, die einen Wert für die Parametergruppen SR und BP definieren. Anhand der Schadensrelevanz (SR) und der Bauwerksparameter (BP) kann ein Gebäude klassifiziert werden. Dies führt zu einer Einteilung der Gebäude für den Fall eines Erdbebens, um festzustellen, wie hoch ein Bauwerk gefährdet ist. Die Schadensparameter dienen zur Einschätzung eines möglichen Schadens für Personen und Umwelt. Hingegen beurteilen die Bauwerksparameter das Gebäude hinsichtlich seiner Kenngrößen, die es den Einwirkungen von Erdbeben entgegenbringt. In Tab. 14 sind die Teilschadens- und Teilbauwerksparameter aufgelistet.

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

Tab. 14: Teilschadens- und Teilbauwerksparameter zur Bewertung von Gebäuden nach (Achs, 2011)

Diese Parametergruppen dienen zur Einteilung in Gefährdungsklassen (siehe Tab. 15). Dabei erfolgt die Klassifizierung vorwiegend nach der Anzahl der gefährdeten Personen (S01) (Anwohneranzahl muss größer oder gleich der doppelten Wohneinheiten sein) und der vertikalen Unregelmäßigkeit (G03) eines Gebäudes. (Achs, 2011)

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

Tab. 15: Gefährdungsklassen aus (Achs, 2011)

In weiterer Folge wurde ein Zusammenhang zwischen den aus der Gebäudebeurteilung stammenden Bauwerksklassen und den Schadensklassen der EMS 98 hergestellt. Dieses Verfahren wurde an 375 Gründerzeithäusern aus einem Bezirk angewendet und ausgewertet. Daraus wurde eine Gefährdungskarte erstellt, nach der die abgeleiteten Schadensklassen nach EMS 98 für einzelne Gebäude anzuwenden ist. Auf den großflächigen Versuch angewendet wurde die Erkenntnis erschlossen, dass eine Kategorisierung und Zonierung aller bestehenden Wiener Gründerzeithäuser technisch und wirtschaftlich getroffen werden kann. (Achs, 2011)

### 2.5.1.2 Mindestwiderstand bestehender Gebäude gegen Erdbeben

Bei baulichen Maßnahmen oder Umwidmungen von Gebäuden oder Gebäudeteilen sind die Mindestanforderungen gemäß ÖNORM B 1998-3 Anhang A einzuhalten. Dabei können auch Widerstände und Einwirkungen ohne Erhöhung der Personenanzahl zu Veränderung des Erdbebenerfüllungsfaktors $\alpha$ führen. Dieser wird aus dem Verhältnis von Bemessungswiderstand $R_d$ nach ÖNORM B 1998-3 zu Bemessungs-Erdbebeneinwirkung $E_d$ nach ÖNORM EN 1998-1 ermittelt. Ist der Wert $\alpha \geq 1{,}0$, ist ein ausreichender Widerstand gegen Erdbeben gegeben. Ist der Wert kleiner als 1,0, ist die Versagenswahrscheinlichkeit im Erdbebenfall höher. In diesem Fall müssen weitere Untersuchungen des Gebäudes angestellt werden. (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01) In Tab. 16 sind die Mindesterdbebenerfüllungsfaktoren $\alpha_{min}$ in Abhängigkeit von der Schadensfolge- bzw. Versagensfolgeklasse aufgelistet.

| Schadensfolgeklasse bzw. Versagensfolgeklasse | Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha_{min}$ |
|---|---|
| RC1 – CC1 | 0,09 |
| RC2 – CC2 | 0,25 |
| RC3 – CC3 | 0,85 |

Tab. 16: Mindesterdbebenerfüllungsfaktoren $\alpha_{min}$ aus (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01)

Nach ÖNORM EN 1998-1 sind die Schadensfolgeklassen mit den Bedeutungskategorien gleichzusetzen. Die Definition der Bedeutungskategorien erfolgt nach Tab. 17.

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

Tab. 17: Bedeutungskategorien aus (ÖNORM EN 1998-1, 2013-06-15)

Die Schadensfolgeklassen sind in ÖNORM B 1990-1 geregelt (siehe Tab. 18).

| Schadens-folgeklassen | Merkmale | Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken |
|---|---|---|
| CC 3 | Hohe Folgen für Menschenleben **oder** sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen | – Bauwerke (oder eigenständige Bauwerksteile) mit einem widmungsgemäßen Fassungsvermögen für mehr als 1 000 Personen (wie z. B. Krankenanstalten, Einkaufszentren, Stadien, Bildungseinrichtungen)<br>– Bauwerke, die eine Energie- und Versorgungsfunktion erfüllen<br>– Bauwerke und Einrichtungen, die für den Katastrophenschutz dienen<br>– Bauwerke, die unter die SEVESO II Richtline fallen<br>– Bauwerke, die mehr als 16 oberirdische Geschoße besitzen |
| CC 2 | Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen | – Bauwerke, die nicht der Schadensfolgeklasse CC1 oder CC3 zuzuordnen sind |
| CC 1 | Niedrige Folgen für Menschenleben **und** kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen | – Gebäude mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7 m, bestehend aus höchstens fünf Wohnungen bzw. Betriebseinheiten von insgesamt nicht mehr als 400 m² Brutto-Grundfläche der oberirdischen Geschoße<br>– Reihenhäuser mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7 m, bestehend aus Wohnungen bzw. Betriebseinheiten von jeweils nicht mehr als 400 m² Brutto-Grundfläche der oberirdischen Geschoße<br>– landwirtschaftlich genutzte Bauwerke mit niedriger Personenfrequenz |

Tab. 18: Schadensfolgeklassen aus (ÖNORM B 1990-1, 2013-01-01)

Der Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha$ und der auf ein Jahr bezogenen Versagenswahrscheinlichkeit $P_f$ kann gemäß Tab. 19 angenommen werden.

| α | 0,04 | 0,07 | 0,12 | 0,19 | 0,25 | 0,31 | 0,38 | 0,44 | 0,50 | 0,57 | 0,63 | 0,70 | 0,76 | 0,82 | 0,89 | 0,95 | **1,00** | 1,01 | 1,08 | 1,14 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $P_f \times 10^5$ | 60,00 | 14,71 | 3,44 | 1,56 | 1,00 | 0,72 | 0,53 | 0,41 | 0,32 | 0,26 | 0,21 | 0,17 | 0,13 | 0,11 | 0,09 | 0,07 | **0,057** | 0,05 | 0,04 | 0,02 |

Tab. 19: Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor α und der Versagenswahrscheinlichkeit aus (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01)

Nach ÖNORM B 1998-3 darf das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau eines rechtmäßigen Bestandes nicht unterschritten werden. Mit „rechtmäßigem Bestand“ (siehe Kapitel 2.5.1) ist der Zeitpunkt der Baubewilligung, unter Berücksichtigung der damaligen Vorschriften und Normen, definiert. Daraus folgt, dass Bestandsgebäude nicht verschlechtert werden dürfen, wenn sie ein höheres Zuverlässigkeitsniveau besitzen als zum Zeitpunkt der Baubewilligung. Ausgenommen sind bestehende Bauwerke, bei denen das Zuverlässigkeitsniveau höher ist als der Stand der Technik zum Zeitpunkt der Beurteilung. (OIB Leitfaden RL 1, 2015-03)

Bei einer Nachrechnung darf das geforderte Zuverlässigkeitsniveau unterschritten werden, wenn folgende Voraussetzungen aus ÖNORM B 1998-3 eingehalten werden:

- Es werden die Versagenswahrscheinlichkeiten gemäß Tab. 20 nicht überschritten;
- Behörde und Bauherr stimmen der objektspezifischen Festlegung des Zuverlässigkeitsniveaus bei Erdbeben zu.

| **Schadensfolgeklasse bzw. Versagensfolgeklasse** | **Akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau** $Z_{red}$ | **Versagenswahrscheinlichkeit** $P_{f,ist,max}$**/Gebäude(teil) und Jahr** |
|---|---|---|
| RC1 – CC1 | $1 - 1 \times 10^{-4}$ | $1 \times 10^{-4}$ |
| RC2 – CC2 | $1 - 1 \times 10^{-5}$ | $1 \times 10^{-5}$ |
| RC3 – CC3 | $1 - 1 \times 10^{-6}$ | $1 \times 10^{-6}$ |

Tab. 20: Akzeptable Zuverlässigkeiten für Bestandsbauten bei Erdbeben aus (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01)

$Z_{red}$ ... akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau von Bestandsgebäuden bei Erdbeben

$P_{f,ist}$ ... vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes

$P_{f,ist,max}$ ... maximal akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes

Bei der Erhöhung der Personenanzahl (z.B. bei einem Dachgeschoßausbau) darf das Risiko für die Personen nicht verschlechtert werden. Dabei kann die Schadensfolgeklasse oder die Bedeutungskategorie erhöht werden. Daraus ergibt sich ein „neuer“ zu ermittelnder Erfüllungsfaktor $\alpha_{soll}$.

(ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01)

$$P_{f,soll} = \frac{PZ_{ist} \cdot P_{f,ist} + \Delta PZ \cdot P_{f,neu}}{PZ_{ist} + \Delta PZ} \tag{29}$$

$$\alpha_{soll} \geq \alpha_{min}, \alpha_{ist} \tag{30}$$

$$P_{f,neu} = 0{,}057 \cdot 10^{-5} \tag{31}$$

$P_{f,neu}$ zulässige Versagenswahrscheinlichkeit eines Neubaus, ermittelt aus $\alpha$ = 1,00 (Tab. 19)

$P_{f,ist}$ vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes, ermittelt aus $\alpha_{ist}$ (Tab. 19)

$P_{f,soll}$ erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit nach der Bauwerksänderung

$PZ_{ist}$ Personenanzahl im bestehenden Bauwerk (Tab. 21)

$\Delta PZ$ Personenzunahme im veränderten Bauwerk (Tab. 21)

$\alpha$ ist Erdbebenerfüllungsfaktor des bestehenden Gebäudes entsprechend der Schadensfolgeklasse vor der Bauwerksänderung

$\alpha_{min}$ Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktor entsprechend der Schadensfolgeklasse (Tab. 16)

$\alpha_{soll}$ Erdbebenerfüllungsfaktor des Gebäudes nach Ausbau, in Abhängigkeit von $P_{f,soll}$ (Tab. 19)

| Nutzungsmerkmal | Personenanzahl gemäß ÖNORM B 1990-1:2013, Tabelle B.2 | Zeit-faktor |
|---|---|---|
| Wohnung | 2,35 Personen pro Wohnung | 1,00 |
| Schule | Schüleranzahl plus Lehrer | 0,30 |
| Kindergarten, Kindertagesheim | Kinderanzahl plus Aufsichtspersonal | 0,40 |
| Krankenhaus, Hotel, Heim | Anzahl der Betten | 1,00 |
| Restaurant | Verabreichungsplätze | 0,20 |
| Veranstaltungsstätte (z. B. Theater, Kino, Lehrsaal, religiöse Einrichtung) | Sitz- und Stehplätze | 0,15 |
| Büro, Betriebsgebäude, Werkstatt | je 15 $m^2$ Nutzfläche 1 Person | 0,30 |
| Geschäft, Verkaufslokal | je 8 $m^2$ Nutzfläche 1 Person | 0,40 |
| Lagerfläche | keine Personen | – |
| Garage | je 30 $m^2$ Garagenfläche 1 Person | 0,10 |

Tab. 21: Personenanzahl und Zeitfaktor je Nutzungsmerkmal aus (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01)

Gemäß ÖNORM B 1998-3 kann der Nachweis der Erfüllung der Mindestanforderungen entfallen, wenn folgende Punkte als erfüllt anzusehen sind:

- „geringfügige Auswirkungen“ baulicher Maßnahmen auf den Bestand (z.B. keine wesentliche Lasterhöhung durch Reklameschild, einzelne Balkone, Badeinbau, Solarpanel),
- Umwidmungen ohne Lasterhöhung,
- geringfügige Schwächungen der tragenden Konstruktion (z. B. einzelne Türdurchbrüche, einzelne Deckendurchbrüche, einzelne Maßnahmen an tragenden Konstruktionen mit Kompensationen) und
- der Entfernung sekundär-seismischer Bauteile gemäß ÖNORM EN 199-1, sofern sie nach materialspezifischen konstruktiven Normen keinen nachweisbaren Tragwiderstand aufweisen.

Unter „geringfügigen Auswirkungen“ versteht man die 3 % Regel. Dabei darf sich das rechtmäßig bestehende Sicherheitsniveau zum Zeitpunkt der Errichtung um nicht mehr als 3/100 verschlechtern unter Berücksichtigung von Auswirkungen früherer Änderungen des Bestandes.
(ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01) Der Nachweis, dass die Verschlechterung maximal 3 % beträgt, hat in der Einreichung bzw. Bauanzeige dokumentiert zu erfolgen. (OIB Richtlinie 1, 2015-03)

### 2.5.1.3 Berechnungsverfahren

Als Grundlage für den Nachweis von Mauerwerk unter Erdbebenbelastung dienen die Rechenverfahren die in Tab. 22 ersichtlich sind. Diese Berechnungsverfahren sind von der ÖNORM EN 1998 zugelassen. Dabei werden vor allem in der Praxis das Ersatzkraftverfahren und das Antwortspektrumverfahren aufgrund ihres linearen Nachweises angewendet. (Butenweg, et al., 2010)

| | Berechnungsverfahren | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Ersatzkraftverfahren | Antwortspektrumverfahren | Nichtlineare statische Berechnung (Pushover) | Zeitverlaufsberechnung |
| Verfahren | statisch | statisch | statisch | dynamisch |
| Tragwerksmodell | linear | linear | nichtlinear | nichtlinear |
| | 2-D | 2-D, 3-D | 2-D, 3-D | 2-D, 3-D |
| Torsionseinfluss | vereinfachte Ansätze | 2-D: vereinfachte Ansätze 3-D: im Modell enthalten | 2-D: vereinfachte Ansätze 3-D: im Modell enthalten | 2-D: vereinfachte Ansätze 3-D: im Modell enthalten |
| Berücksictigung Nichtlinearitäten | pauschal: Verhaltensbeiwert | pauschal: Verhaltensbeiwert | im Modell enthalten | im Modell enthalten |
| Einwirkung | Antwortspektrum | Antwortspektrum | Antwortspektrum | Zeitverlauf |
| Berechnung | Tragwerksanalyse mit statischen Ersatzlasten | modale Analyse mit quadratischer Überlagerung der Zustandsgrößen | Pushoverberechnung mit monoton anwachsenden äußeren Kräften | min. 3 Zeitverlaufsberechnungen mit statistischer Auswertung |
| Ungenauigkeiten | Modellbildung, Tragwerksdynamik, Materialverhalten | Modellbildung, Tragwerksdynamik, Materialverhalten | Modellbildung, Tragwerksdynamik | Modellbildung |
| Anforderungen an Regelmäßigkeiten | sehr hoch | 2-D: hoch<br>3-D: keine | 2-D: hoch<br>3-D: keine | 2-D: hoch<br>3-D: keine |
| Nachvollziehbarkeit | sehr gut | gut | gut | schwierig |
| Ausnutzung der Tragreserven | gering | gering | gut | sehr gut |
| Aufwand | gering | mäßig | vertretbar | sehr hoch |

Tab. 22: Zusammenstellung der entscheidenden Eigenschaften der Berechnungsverfahren nach (Butenweg, et al., 2010)

Die Ermittlung der horizontalen Beanspruchung auf das Mauerwerk nach ÖNORM EN 1998-1 hängt vor allem von den Parametern des Bodens ab. Dazu zählen vorwiegend die Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen. Die Horizontalkräfte können aus einem Massen-Schwingermodell näherungsweise abgeleitet werden. (Pech, 2011) Für Berechnungsbeispiele an einem Gründerzeithaus wird auf (Krakora, 2014) und (Krakora, et al., 2008) verwiesen.

## 2.5.2 Wind

Da sich das Bemessungskonzept von der Gründerzeit bis heute stark verändert hat, ist die Einwirkung aufgrund der Windbelastung, die eine maßgebende Beanspruchung auf die Bauteile darstellt, bei der vertikalen Lastableitung vom Dach auf die Wände unter Berücksichtigung der einwirkenden Schneelast zu ermitteln, um den Widerstand des bestehenden Mauerwerks zu gewährleisten. Des Weiteren werden die außenliegenden Wandscheiben durch horizontalen Lastangriff beansprucht. Dabei ruft die Windbeanspruchung einerseits Biegung bei der horizontalen Beanspruchung auf das Mauerwerk hervor und andererseits erfolgt durch die Lastableitung vom Dach eine größere Normalkraftbeanspruchung. Die Berechnung der Windbelastung auf vertikale Flächen und Dachflächen wird nach dem aktuellen Stand der Technik nach ÖNORM EN 1991-1-4 ermittelt.

### 2.5.3 Bauliche Änderungen an Gebäuden

Jede Änderung an einem Gebäude bezieht sich im Wesentlichen auf die Bestimmungen des Bebauungs- und Flächenwidmungsplanes und erfolgt unter Berücksichtigung des rechtmäßigen Bestandes (siehe Kapitel 2.5.1 und Kapitel 2.5.1.2). In (Kirchmayer, et al., 2011) ist ein generalisiertes Ablaufschema zur Beurteilung der Abweichungen von Vorschriften des Bebauungsplans gemäß § 69 BO dargestellt.

Im Folgenden soll aus baurechtlicher Sicht der Unterschied zwischen Neubau, Umbau und Zubau erläutert werden:

*„… Unter **Neubau** ist die Errichtung neuer Gebäude zu verstehen; ein solcher liegt auch vor, wenn nach Abtragung bestehender Bauwerke die Fundamente oder Kellermauern ganz oder teilweise wieder benützt werden. …“ (§ 60 Abs. 1* (Wiener Bauordnung, 2013-12-31)*)*

Bei Zu- und Umbauten handelt es sich um eine baurechtliche Einordnung des Dachgeschoßausbaus:

*„…**Zubauten** sind alle Vergrößerungen eines Gebäudes in waagrechter oder lotrechter Richtung, ausgenommen die Errichtung von Dachgauben.. …“ (§ 60 Abs. 1* (Wiener Bauordnung, 2013-12-31)*)*

Daraus folgt, dass der Ausbau eines Dachgeschoßes, darunter bezeichnet man jenen Vorgang der von einem kaum isolierten und nur zu Lagerzwecken dienlichen Raum (= Dachboden) zu einem isolierten, nutzbaren Raum (Aufenthaltsraum) führt, baurechtlich als „Zubau“ definiert wird. Diese Definition kommt zum Tragen, wenn erforderliche Raumhöhen erreicht werden sollen und es zu einer Anhebung oder Ansteilung („Aufklappung“) des Daches kommt. Das ausschließliche Isolieren und Einrichten als Aufenthaltsraum bzw. Wohnung bezeichnet man baurechtlich als „Einbau“. (Kirchmayer, et al., 2011)

*„…Unter **Umbau** sind jene Änderungen des Gebäudes zu verstehen, durch welche die Raumeinteilung oder die Raumwidmungen so geändert werden, dass nach Durchführung der Änderungen das Gebäude als ein anderes anzusehen ist. Ein Umbau liegt auch dann vor, wenn solche Änderungen selbst nur ein einzelnes Geschoß betreffen. Der Einbau von Wohnungen oder Teilen davon in das Dachgeschoß gilt nicht als Umbau …“ (§ 60 Abs. 1* (Wiener Bauordnung, 2013-12-31)*)*

Die vereinfachte Nachweisführung gemäß dem Merkblatt der MA 37 „Statische Vorbemessung“ (MA 37, 2008) war eine Übergangsregelung und ist nur für Einreichungen, die bis zum 31.Dezember 2013 erfolgten, gültig. Für später eingereichte Bauvorhaben ist für den Lastfall Erdbeben der Mindesterdbebenerfüllungsfaktors $\alpha_{min}$ nach ÖNORM B 1998-3 nachzuweisen. (OIB Leitfaden RL 1, 2015-03)
Da viele Definitionen gemäß dem Merkblatt noch verwendet werden, wird in dieser Arbeit darauf eingegangen.

Gemäß (MA 37, 2008) wurden geplante Änderungen in oder an bestehenden Bauwerken folgendermaßen qualifiziert:

- Unmaßgebliche Änderung
  Dazu zählen grundsätzliche bauliche Änderungen, Umbauten und Dachgeschoßausbauten in Leichtbauweise ohne maßgebliche Lasterhöhung sowie unmaßgebliche Nutzungsänderungen. Speziell für Dachgeschoßausbauten wird die unmaßgebliche Änderung näher definiert:

- o Wenn eine unmaßgebliche Volums- bzw. Nutzflächenvergrößerung (siehe Abb. 70) vorliegt:

Das betrifft alle Maßnahmen zur Erweiterung des Dachgeschoßes wie Dachansteilungen Und/oder Dachaufklappungen und/oder Gauben oberhalb der letzten Bestandsdecke.

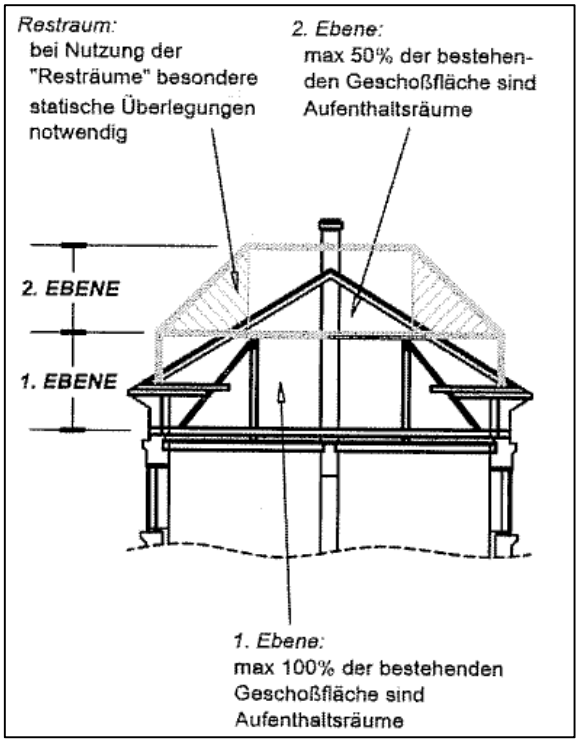



Abb. 70: unmaßgebliche Volums- und Nutzflächenvergrößerung aus (Kirchmayer, et al., 2011)

- o Wenn aus statisch konstruktiver Sicht eine unmaßgebliche Lasterhöhung vorliegt
- o Wenn die Änderung in **Leichtbauweise** hergestellt wird (siehe Kapitel 2.5.3.1)

- Maßgebliche Änderung

  Darunter ist eine maßgebliche Lasterhöhung und/oder eine maßgebliche Volums- bzw. Nutzflächenvergrößerung (Aufstockung) und/oder eine maßgebliche Nutzungsänderung (Erhöhung der Sicherheitsklasse) und/oder eine maßgebliche Änderung der Tragstruktur zu verstehen.

Jegliche Erweiterung eines Dachgeschoßes, die nicht unter die Definition von „unmaßgebliche Änderung“ fällt, wird als Dachgeschoß-Zubau in Massivbauweise/Aufstockung geführt.

#### 2.5.3.1 Lasterhöhung - leicht bei Gründerzeithäusern „DG - Ausbau - leicht“

Nach dem Merkblatt der MA 37 wurden unmaßgeblichen Änderung in Leichtbauweise als Konstruktionen aus Stahl/Holz oder Holz/Holz, die mit Gipskarton verkleidet sind, definiert. Ausnahmen sind dabei die Feuermauer, die Stiegenhauswände sowie einzelne Säulen zwischen den Rauchfängen und geringe Aufmauerungen. Konstruktionen aus Stahl, Stahlbeton oder Mauerwerk werden dem Dachgeschoßausbau „schwer“ zugeordnet. (MA 37, 2008)

Bei Holzdecken aus der Gründerzeit wurde die oberste Decke i.d.R. nicht schubsteif gebaut. Aufgrund des Ausbaus des Dachgeschoßes werden diese Decken in den meisten Fällen abgebrochen. Die zu

errichtende Decke soll schubsteif ausgeführt werden, um zusätzliche Gebäudemasse zu kompensieren. Die Kompensationsmaßnahmen sind nach ÖNORM EN 1998-1 zulässig, insofern sie keine Verschlechterung des Bestandsgebäudes bewirken. Dabei ist zu beachten, dass auch die horizontale Aussteifung bzw. die Ableitung der Erdbebenkräfte nicht verschlechtert werden darf.

Zu den schubsteifen Decken zählen Stahlbetondecken, bewehrte Auflasten auf bestehende Decken, Betonplatten einer Holz–Beton–Verbunddecke und liegende Fachwerke mit Anschluss an Decke und Wände. Bei den Deckensystemen wird hinsichtlich ihrer Steifigkeit in schubsteife (starr), schubweiche (flexibel) und teilweise schubsteife Konstruktionen unterschieden. Dabei bezieht sich die Unterscheidung auf die maximale horizontale Verformung der Decke im Vergleich zur mittleren „Geschoßdrift“ des darunter liegenden Geschoßes. Dabei hängt die Steifigkeit wesentlich von der Art der Schalung und deren Befestigung, ob ein umlaufender Balkenrost/Ringbalken vorhanden ist und von der Geometrie ab. (Pech & Zach, 2007), (Kirchmayer, et al., 2011)

Für die Bemessung eines Dachgeschoßausbaus „leicht“ wird auf ein Bemessungsbeispiel der Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten für Wien, NÖ und das Burgenland, welches von Alexander Krakora verfasst wurde, verwiesen. (Krakora, et al., 2008)

#### 2.5.3.2 Lasterhöhung - schwer „DG - Ausbau - schwer“ und Aufstockungen

Nach dem Merkblatt der MA 37 zur statischen Vorbemessung wurde unter dem „Dachgeschoß Ausbau schwer“ Konstruktionen verstanden, die nicht unter der Definition für „DG Ausbau leicht“ angeführt wurden. Ein Beispiel für eine Aufstockung anhand des Freiburger Hofs zeigt Abb. 71.

Abb. 71: Aufstockung Freiburger Hof li: einst und re: heute aus (Lanz, 2015)

Aus statisch-konstruktiver Sicht stellt ein Zubau in Massivbauweise einen erheblichen Einfluss auf die bestehende Konstruktion dar. Daher hat der Nachweis der Trag- und Gebrauchstauglichkeit wie bei einem Neubau zu erfolgen. Durch den Umbau ist der „Konsens“, der bei der Einreichung zum Errichtungszeitpunkt erfüllt war, nicht mehr gegeben. Daher entsteht ein neuer „Konsens“ der zu erfüllen ist. Darüber hinaus ist ein Ingenieurbefund zu erstellen.

Alle Bauteile, die beim Nachweis nicht den aktuellen Normen entsprechen, sind als sekundäre seismische Bauteile im Sinne der ÖNORM EN 1998-1 Punkt 1.5.2 anzusehen und dürfen daher nicht für die Ableitung der Beanspruchungen (horizontal und vertikal) herangezogen werden.

(Kirchmayer, et al., 2011)

### 2.5.3.3 Öffnungen in Wandscheiben

Für die Aussteifung der Gründerzeithäuser sind Zwischenwände für das Gebäude unbedingt erforderlich. Bei Schwächungen oder Abbrüchen von Wänden müssen diese mit geeigneten Kompensationsmaßnahmen ersetzt werden, damit die Sicherheit des Gebäudes mindestens jener vor der baulichen Maßnahme entspricht. Bei Wegfallen von aussteifenden Wänden ist dafür Sorge zu tragen, dass entsprechende Maßnahmen gesetzt werden, um die horizontale Tragfähigkeit in bestehende Aussteifungselemente umzuleiten. Dabei wurde nach (MA 37, 2008) empfohlen, dass die zusätzliche Beanspruchung dieser Wände aufgenommen werden kann und nachzuweisen ist. Es wird davon ausgegangen, dass die Wände dieser Bestandsgebäude keine zusätzlichen Tragreserven besitzen und somit geeignete Verstärkungsmaßnahmen, siehe Kapitel 3, gesetzt werden müssen. Der Verlauf von Drucktrajektorien bei Fensteröffnungen in Mauerwerk und Rissverläufe sind in Abb. 72 dargestellt.

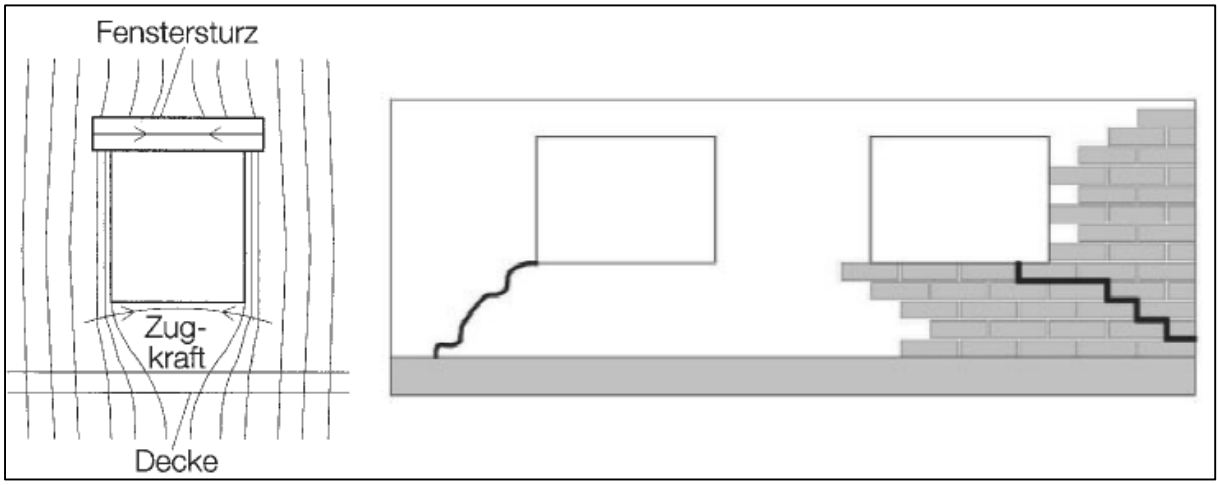



Abb. 72: li: Verlauf der Drucktrajektorien – re: von den Öffnungen ausgehende Risse aus (Jäger & Marzahn, 2010)

Bei Öffnungen in Wänden, wie z.B. Türdurchbrüchen, gilt vor allem die Überlegung, ob diese den Verlauf der Druckdiagonalen aufgrund von den vertikalen und horizontalen Lasten stören oder nicht.

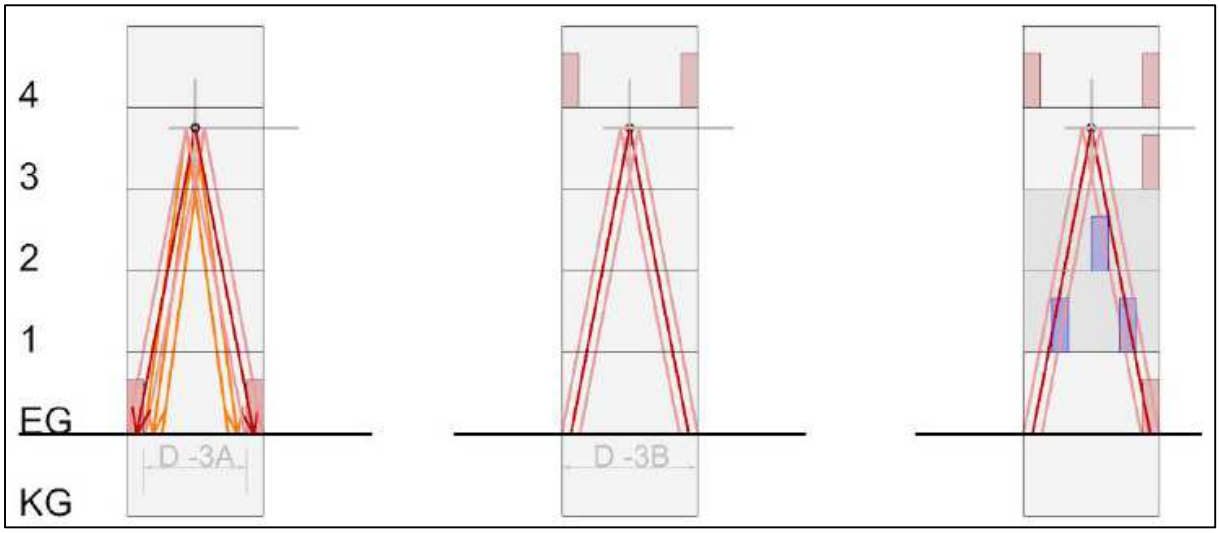



Abb. 73: Öffnungen in Mauerwerksscheiben aus (Bauer & Kern, 2013)

Wird der Verlauf gestört, ist eine geeignete Kompensation vorzunehmen. (OIB Richtlinie 1, 2015-03)

Ein vermehrter Grund für Öffnungen in Außenmauern liegt in der vertikalen Erschließung der Geschosse durch Aufzüge. Durch den Anschluss der Konstruktion an die bestehende Wand werden nicht nur zusätzliche Kräfte eingeleitet, sondern ev. auch der Verlauf der Druckstrebe (siehe Abb. 73) gestört. Die Änderung der Außenmauer weicht damit vom „rechtmäßigen Bestand“ ab. (Kirchmayer, et al., 2011)

## 2.6 Erfassung des Gebäudezustandes

Bevor Umbaumaßnahmen durchführt werden, ist eine Bestandserhebung des Gebäudes unabdingbar und zwingend erforderlich. Dieses Kapitel soll einen Überblick darüber geben, welche Vorschriften bei einer Bestandserhebung von älterer Bausubstanz bzw. bei Gebäuden die nicht nach den aktuellen technischen Vorschriften (Normen, Gesetzen) gebaut wurden, in Österreich einzuhalten sind.

Die Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Bestandsgebäuden werden in der ONR 24009 in Kombination mit der ÖNORM B 1998-3 und in Abstimmung mit dem Leitfaden zur OIB Richtlinie 1 geregelt. Für ein bestehendes Gebäude ist die Voraussetzung, dass eine konsensmäßige Errichtung vorliegt. Bei Umbauten ist der Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der neuen Bauteile zu erbringen. Hingegen werden die bestehenden Tragwerksteile gemäß ONR 24009 behandelt.

Beim Nachweis von Bestandsobjekten und Bestandsbauteilen aus Mauerwerk gemäß ONR 21996 (Anhang B) hat die Prüfung der Druckfestigkeit von Bestandsmauerwerk zu erfolgen, „*wobei als Mindestanforderung einer ausreichenden Befundung eines Bestandsobjektes zur Erfüllung des Kenntnisstandes 3 (KL3) gemäß ÖNORM EN 1998-3 gilt. Zur Erfüllung des Kenntnisstandes 2 (KL2) gemäß ÖNORM EN 1998-3 sind mindestens 50 % der Befundung durchzuführen.*“ (ONR 21996, 2011-03-15)

Die Mindestanforderungen für verschiedene Inspektions- und Versuchsniveaus (Zustandsaufnahme) werden in der ÖNORM B 1998-3 geregelt. Die seismische Zustandsbeurteilung eines Gebäudes ist in Kapitel 2.5.1.1 erläutert.

Die Zustandsaufnahme wird durch Kenntnisstände KL1 bis KL3 in der ÖNORM B 1998-3 beschrieben.

- *„KL1: beschränkter Kenntnisstand“*
- *„KL2: normaler Kenntnisstand“*
- *„KL3: vollständiger Kenntnisstand“*

Dabei muss die Zustandsaufnahme bei einzelnen Bauteilen oder bei Gesamtbauwerken folgende Untersuchungsumfänge umfassen: (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01)

- *„Geometrie der Bauteile“*
- *„konstruktive Einzelheiten“*
- *„Werkstoffgüten und Zustand der Baustoffe“*
- *„Aufbauten und Nutzlasten“*

Die genaueren Anforderungen an den jeweiligen Kenntnisstand sind der Tabelle B.1 aus der ÖNORM B 1998-3 zu entnehmen.

### 2.6.1 OIB Richtlinie 1

Die Richtlinien des Österreichischen Institutes für Bautechnik dienen zur Harmonisierung von bautechnischen Vorschriften und sind in der Wiener Bauordnung verbindlich enthalten.

Aus der Richtlinie 1 – „Mechanische Festigkeit und Standsicherheit“ - geht hervor, dass ein Tragwerk so zu planen und auszuführen ist, dass es die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nach dem Stand der Technik erfüllt. Wenn es an bestehenden Bauwerken zu Änderung kommt, ist es zulässig, vom aktuellen Stand der Technik abzuweichen, insofern als das technische Sicherheitsniveau das Gebäude nicht verschlechtert wird. Für den Rechtsbestand ist es erforderlich, bei Änderungen an einem bestehen Bauwerk hinsichtlich seiner Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit den Leitfaden zur OIB Richtlinie 1 einzuhalten. (OIB, 2014) Gemäß des Leitfadens zur OIB Richtlinie 1 besteht eine **Bestandserhebung** aus der Beurteilung des IST-Zustandes eines bestehenden Gebäudes. Dabei wird die Standsicherheit aller relevanten Bauteile beurteilt und dokumentiert. Diese Dokumentation hat ein Gutachten zu enthalten, welches aufzeigt, wie tragsicher das Gebäude ist. Dazu ist auch eine schematisch konstruktive Darstellung des Bestandes erforderlich. Eine Bestandserhebung ist nicht erforderlich, wenn es zu keinen statisch relevanten Änderungen im Gebäude kommt und die Gesundheit von Menschen nicht gefährdet wird. (OIB Richtlinie 1, 2015-03), (OIB Leitfaden RL 1, 2015-03)

### 2.6.2 Die Bestandsaufnahme

Eine Bestandserhebung, ist wie im Leitfaden zur OiB RL 1 beschrieben, eine technische Gebäudebegutachtung, welche die Standsicherheit eines Bestandsgebäudes im Vergleich zum Errichtungszeitpunkt, in diesem Fall der Gründerzeit, erfasst. Aufgrund der im Wandel der Zeit fortschreitenden Entwicklung der Bemessungskonzepte, wird davon ausgegangen, dass die Gebäude den Belastungen aus Wind, Schnee und Erdbeben nicht gewachsen sind.

Dabei wird davon ausgegangen, dass sich die Häuser der Gründerzeit nicht im originalen Zustand befinden und somit ein Risiko bei Umbauten, wie z.B. bei einem Dachgeschoßausbau, besteht. Bei Begehungen von diesen mehr als 100 Jahre alten Häusern wurden diverse Kriterien festgestellt, die maßgeblich dazu beitragen, dass die Standsicherheit nach dem Stand der Technik nicht mehr gewährleisten werden kann. Dazu zählen z.B. das Fehlen von aussteifenden Elementen, Feuchtigkeitsschäden, HKLS Installationen oder Auswechslungen. Die Dichte an Häusern aus der Gründerzeit in Wien stellt einen wesentlichen Teil des Kulturgutes dar und ist dementsprechend zu behandeln. Daher ist es nicht nur aus technischer Sicht notwendig, das Gebäude einer Überprüfung zu unterziehen und ihm somit eine Art Zeugnis auszustellen.

Der Ingenieurbefund ist die Befundung eines Bestandsgebäudes, im Sinne der OiB Richtlinie 1 eine dokumentierte Befundung des IST Zustandes eines Gebäudes, entspricht somit einer gutachterlichen Feststellung betreffend der Gebrauchstauglichkeit des Bestandes und gibt einen Überblick über etwaige Sanierungs- und Instandsetzungsmaßnahmen. Durch diese Dokumentation und das Gutachten wird ein umfassender Blick auf den Hausbestand gegeben, um die Sicherheit der in den Bestandsgebäuden lebenden Menschen zu gewährleisten und somit das Risiko von einstürzenden Fassaden oder des Auftretens von unbekannten Rissen zu minimieren bzw. auf Null zu setzen.

Bei der Befundung eines Bestandsgebäudes werden drei Stufen unterschieden, wobei der Aufwand der Befundung von dem Ausmaß der Baudurchführung abhängt. (OIB Leitfaden RL 1, 2015-03)

**Stufe 1:**
Geringfügige Baumaßnahmen mit statischer Relevanz (z.B. Türdurchbrüche, Aufzugseinbauten in Treppenaugen)
**Stufe 2:**
Änderungen des Bestandes mit geringer Lasterhöhung in mehr als einem Geschoß (z.B. Aufzugseinbau, Einbau eines Treppenhauses oder mehrere übereinander angeordnete Nasszelleneinheiten)
**Stufe 3:** Vollständige Bestandserhebung

Änderungen des Tragwerkes durch wesentliche Lasterhöhung bei Ein-, Um- und Zubau.
Die Befundung reicht dabei, je nach Änderung des Bestandes, von einer augenscheinlichen Begehung bis zu einer lokalen Beurteilung der lasteinleitenden und lastaufnehmenden Bauteile.
Bei der vollständigen Bestandserhebung ist es unabdingbar, folgende Bauteile zu beurteilen:
Fundierung, Wände und Stützen, Mittelmauern (Abgasanlagen), Decken und Träger, Dachstuhl und Gesimse, Haupttreppen
Des Weiteren sind bei einer Beurteilung folgende Kriterien notwendig:

- Zustand und Konstruktion der Bauteile
- vertikale Lastableitung
- Aussteifungssituation (Zwischenwände, Auswechslungen, Verschließungen)
- Querschnittsschwächungen (z.B. wegen HKLS Installationen) (OIB Richtlinie 1, 2015-03)

Der Ingenieurbefund ist nicht nur eine statisch konstruktive Befundung eines Bestandsgebäudes, sondern liefert auch aussagekräftige Informationen für Gebäudeeigentümer und Hausverwaltungen. Um ein Gebäude für gebrauchstauglich erklären zu können und den technischen Zustand zu beschreiben, ist es notwendig und die Basis jeden Ingenieurbefundes, eine aussagekräftige Begehung des Gebäudes vom First bis zum Fundament durchzuführen.
Im Vorfeld sollten Bestandspläne bei den zuständigen Behörden ausgehoben werden, um den IST-Zustand bei der Begehung zu dokumentieren, da es oft zu Änderungen, wie z.B. Türdurchbrüche, Auswechslungen, ohne baubehördliche Genehmigung gekommen ist. Bei der Erhebung des Bestandes ist es oft notwendig, neben der augenscheinlichen Befundung punktweise statisch konstruktive Bauteile zu öffnen und etwaige Änderungen per Fotos aufzunehmen. Im Anschluss an die Begehung ist die Dokumentation der Erhebung in einem Gutachten festzuhalten.

Bei einer Begehung sind folgende Gebäudeteile zu prüfen (siehe Abb. 74):

1. Dachtragwerk
2. Kaminmauerwerk im Dachgeschoß
3. Gesimse
4. Oberste Abschlussdecke
5. Regelgeschoße
6. Aussenmauer, Mittelmauer
7. Verschließungen
8. Haustechnik, Stiegen
9. Decke über dem Erdgeschoß
10. Erdgeschoß
11. Keller
12. Fundierung

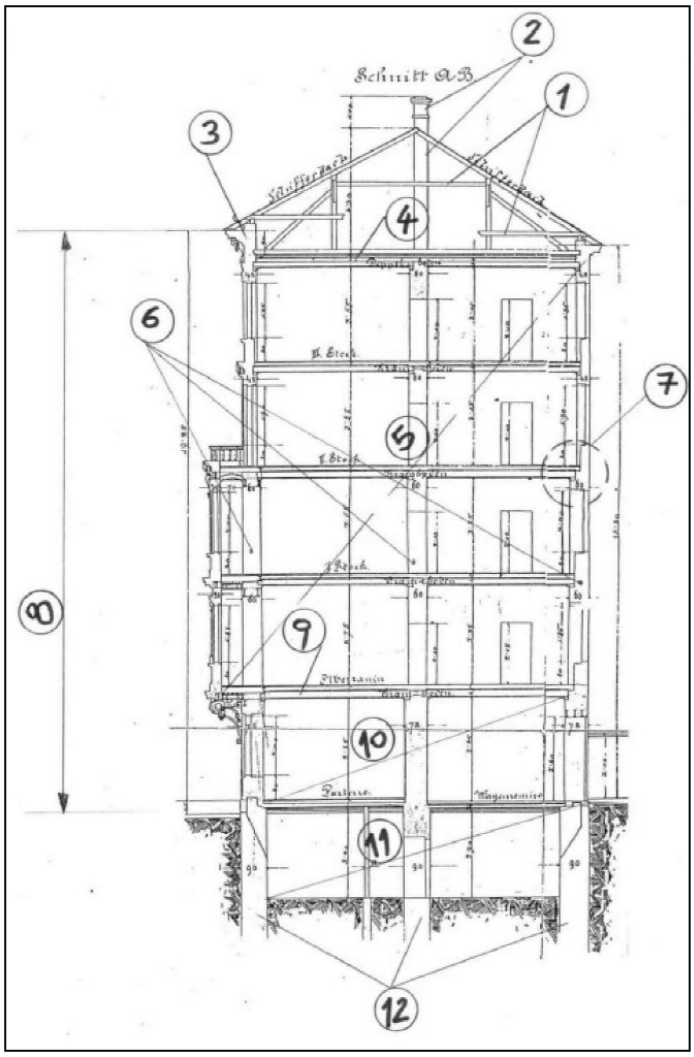



Abb. 74: Querschnitt durch ein Bestandsgebäude aus (Achs, et al., 2011)

Jeder Ersteller eines Ingenieurbefundes ist als Sachverständiger dazu verpflichtet, aufgenommene Schäden dem Auftraggeber sofort zu melden und sich an die zuständige Baubehörde zu wenden. Die Meldung bei der Behörde ist verpflichtend und umgehend durchzuführen, wenn der Schaden im Bestandsmauerwerk ein Gefahrenpotential darstellt.

Die Anwendung des Ingenieurbefundes umfasst folgende Bereiche:

- Bei der Einreichung von Um-, Aus- und Zubauten
- Technische Due Diligence Prüfungen (Restlebensdauer, zu erwartende Sanierungsmaßnahmen und –kosten)
- Gebäudedokumentation für Eigentümer und Hausverwaltung

Da es keine einheitliche Regelung gibt, wer einen Ingenieurbefund ausstellen darf, ist es ratsam, einen Spezialisten zur Rate zu ziehen, da dieser über einen entsprechenden technischen und rechtlichen Wissenstand verfügt. (Brusatti, 2015), (Achs, et al., 2011), (OIB Leitfaden RL 1, 2015-03), (OIB Richtlinie 1, 2015-03), (Kirchmayer, et al., 2011)

### 2.6.3 Das Bauwerksbuch

In der Bauordnungsnovelle 2014 LGBl 25/2014 wurde festgehalten, dass die Eigentümer dazu verpflichtet sind, Instandhaltungen von Bauwerken für Behörden kontrollierbar zu machen, d.h. dass vorgesehene Überprüfungen fristgerecht vorgenommen werden. Dazu wurde in den Bauordnungen das Bauwerksbuch (§ 128a BO, Überprüfung von Gebäuden) implementiert. Dieses gilt für

*„… Neu-, Zu- und Umbauten (§ 60 Abs. 1 lit. a) von Gebäuden mit mehr als zwei Hauptgeschoßen, ausgenommen Zu- und Umbauten im Umfang des § 68 Abs. 1 sowie Aufzugszubauten,…“*

(Wiener Bauordnung, 2013-12-31) *§ 128a (2)*

und ist von Ziviltechnikern oder gerichtlich beeideten Sachverständigen zu erstellen, die von Bauwerber und vom Bauführer verschieden sein müssen.

Des Weiteren wurde ein zweites Instrument in die Bauordnung aufgenommen um das obengenannte Ziel zu erreichen, nämlich eine Dokumentationspflicht der Instandhaltungsmaßnahmen für alle Bauwerke (also auch für Bestandsgebäude) (§ 129 Abs. 2 BO).

Das Bauwerksbuch gemäß § 128a BO (4) hat zu enthalten: (Wiener Bauordnung, 2013-12-31)

1. *„die Daten der das Gebäude betreffenden Baubewilligungen und Fertigstellungsanzeigen;“*
2. *„die Bezeichnung der Bauteile (Abs. 1), die einer regelmäßigen Überprüfung zu unterziehen sind;“*
3. *„den Zeitpunkt der erstmaligen Überprüfung sowie die Intervalle, in denen die Überprüfungen in der Folge durchzuführen sind;“*
4. *„die Voraussetzungen, die die überprüfenden Personen jeweils zu erfüllen haben;“*
5. *„die Ergebnisse der durchgeführten Überprüfungen mit Ausnahme jener Überprüfungen, die für Bauteile nach anderen bundes- oder landesgesetzlichen Vorschriften durchzuführen sind.“*

# 3. Konstruktive Verstärkungsmaßnahmen

Im Vorfeld einer Verstärkungsmaßnahme ist es unabdingbar das Bestandsmauerwerk zu erkunden. Dabei soll das Mauerwerk auf Funktion, Typ, Material und Zustand des Mauerwerks untersucht werden. Die erforderliche Dokumentation hat nach Kapitel 2.6 sowie gemäß der Bauordnung für Wien zu erfolgen. In den nachfolgenden Kapiteln werden die in der Literatur geführten Verstärkungsmaßnahmen für Mauerwerk in Deutschland und Österreich erklärt. Dabei ist zu beachten, dass die meisten nachträglichen konstruktiven Verstärkungsmaßnahmen noch nicht oder nur zum Teil in der Praxis angewendet werden und dass die Erfahrungen und Ergebnisse vorwiegend aus Untersuchungen herrühren.

## 3.1 Vernadeln, Vorspannen und Injizieren

Aus Sicht des Denkmalschutzes wird hinsichtlich des Eingriffes in das bestehende Mauerwerk in Verpressen mit Ankerstäben (= Vernadeln), Vorspannen und Injizieren unterschieden. (Wallasch, 1999), (Wenzel, et al., 2000) In Tab. 23 ist ein Überblick über den Umfang des Eingriffs und die Auswirkungen auf die einzelnen Verstärkungsmaßnahmen aus denkmalpflegerischer Sicht dargestellt.

| Umfang des Eingriffs | Injizieren | Vernadeln | Vorspannen |
|---|---|---|---|
| Bereich | großflächig | partiell | punktuell |
| | | | |
| Auswirkungen auf | Injizieren | Vernadeln | Vorspannen |
| Tragfunktion | Festigen des statischen Systems | Verstärken des statischen Systems | Veränderung des statischen Systems |
| Formstruktur | keine Auswirkungen | | |
| Oberfläche | Gefährdung durch Injektionsgut | Gefährdung durch Injektionsgut, Eingriffe durch Bohrlöcher | Gefährdung durch Injektionsgut, Eingriffe durch Bohrlöcher, Eingriffe durch Ankerplatten (Bereich) |
| Mauersteine | keine Auswirkungen | Eingriffe durch Bohrlöcher | Eingriffe durch Bohrlöcher, Eingriffe durch Ankerelemente |
| Bindemittel | Teilergänzungen | Teilergänzung und Einbau neuer Elemente | Teilergänzung und Einbau neuer Elemente |

Tab. 23: Denkmalpflegerische Bewertung der Verfahren nach (Wenzel, et al., 2000)

Beim Injizieren, Vernadeln und Vorspannen resultiert die Wirkungsweise vor allem auf dem Verschließen von Rissen und dem damit verbundenen Herstellen der ursprünglichen Tragfähigkeit des Bestandsgebäudes. Die Ursache von Rissen besteht z.B. in den unterschiedlichen Werkstoffen und den dazugehörigen thermischen Verhalten, wie z.B. beim Verbund von Putz und Ziegel (siehe Abb. 75). Diese Tatsache wirkt sich vor allem oberflächig aus. (Wenzel, et al., 2000), (Jarnig, 2008)

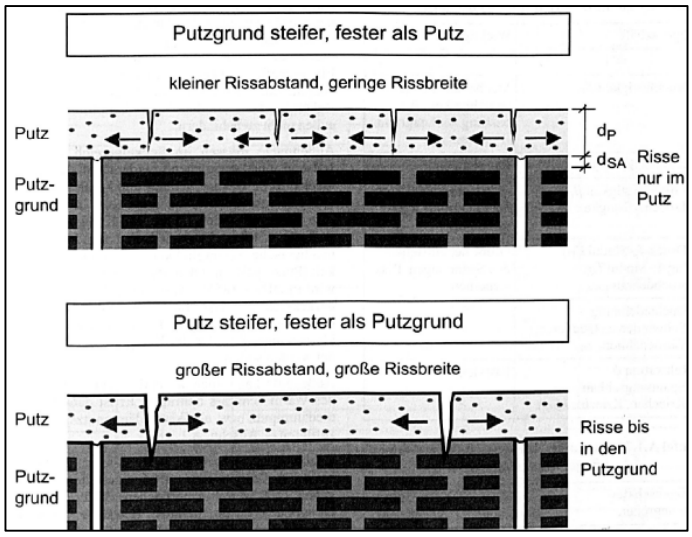



Abb. 75: Putzrisse – Einfluss Putzgrund/Putz aus (Schubert, et al., 2014)

In Abb. 76 sind mögliche Rissarten dargestellt, die durch bestimmte Ursachen entstehen. Dabei liegt die Hauptursache in der Überschreitung der Zugfestigkeit aufgrund der Zwangsbeanspruchung im Mauerwerk. (Al Bosta, 1999)

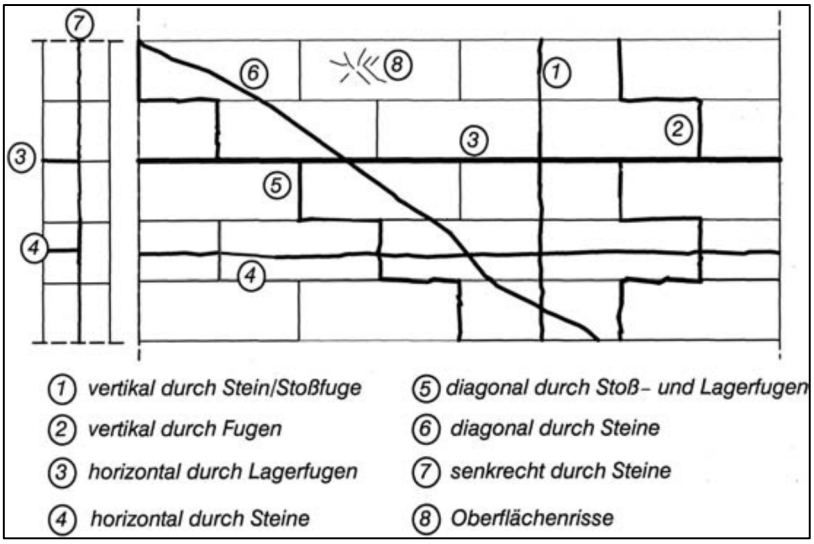



Abb. 76: Rissarten im Mauerwerk aus (Al Bosta, 1999)

Zu den Rissarten aus Abb. 76 sind in Tab. 24 die möglichen Ursachen aufgelistet. Diese Auflistung bietet bei einer Beurteilung von Rissen eine Möglichkeit die Ursache für den Riss einzugrenzen.

| Ursachen für Rissarten aus Abb. 76 | |
|---|---|
| 1 zentrischer Zwang; Biegung II zur Lagerfuge | 5 Schub infolge horizontaler und vertikaler Kräfte |
| 2 zentrischer Zwang; Biegung II zur Lagerfuge | 6 Schub infolge horizontaler und vertikaler Kräfte |
| 3 zentrischer Zwang; Biegung normal zur Lagerfuge; Horizontalschub | 7 überhöhte Auflast auf einen Teilquerschnitt |
| 4 zentrischer Zwang; Biegung normal zur Lagerfuge | 8 Netzrisse an oberflächennahen Schichten; Eigenspannungen aus Temperatur und Schwinden |

Tab. 24: Ursache von Rissarten nach (Al Bosta, 1999)

### 3.1.1 Injizieren

Beim Injizieren wird nach ausreichender Erkundung des betreffenden Bauteils eine Suspension, abhängig vom Injektionsziel, durch rasterförmige Anordnung in den beschädigten Bereich eingepresst. Dabei sollte das Verpressen großflächiger Bereiche vermieden und nur lokal das Mauerwerk form- oder kraftschlüssig verfüllt werden. Das Injektionsziel kann dabei vom Beheben von Schäden, über die Verbesserung der Tragfähigkeit (Verfestigen des Mörtels) bis hin zur Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit reichen. Die entsprechende Maßnahme hängt vom Hohlraumanteil, der Saugfähigkeit des Steines und dem Durchfeuchtungsgrad des Mauerwerks ab. (Maier, 2012), (Pech & Zach, 2007)
In Abhängigkeit vom Injektionsziel wird dabei in folgende Kategorien unterschieden: (ÖBV, 2014-08)

- *„Konsolidierung von gestörten Mauerwerksbereichen“*
- *„Konsolidierendes Füllen von Hohlräumen“*
- *„Verfestigung des Fugenmörtels“*
- *„Kraftschlüssiges Füllen von Rissen und Hohlräumen“*
- *„Festigung von Putzschichten durch Hinterfüllen“*
- *„Flächige Abdichtung erdberührter Bauteile (Schleierinjektionen)“*
- *„Begrenzung des kapillaren Wassertransportes im Mauerwerk, Ergänzung und Ausführungsrichtlinien zur ÖNORM B 3355 Teil 1 bis 3“*

Bei der Verstärkungsmaßnahme zur Erhöhung der Festigkeit des Fugenmörtels muss vor der Injektion die gewünschte Mörtelfestigkeit festgelegt werden. (ÖBV, 2014-08)
Die Wahl des Injektionsmittels hängt stark vom Injektionsziel ab. Dabei wird zwischen dem Verpressen mit organischen Harzen und mit mineralischen Stoffen unterschieden.
Mit organischen Harzen wird vorwiegend die Qualität des Mörtels hinsichtlich seiner Festigkeitseigenschaften gesteigert (Balak, et al., 2006), wodurch vor allem sowohl die Haftscherfestigkeit als auch die Druckfestigkeit des Mauerwerks verbessert wird. Dabei können bis zu 3-4 fach höhere Werte der Mauerwerksdruckfestigkeit erzielt werden als bei unverfestigtem Mauerwerk. Hingegen findet ein Eindringen des Harzes in den Stein nicht statt und es werden im günstigsten Fall nur Hohlstellen und Risse verfüllt. Für eine Mauerwerksverfestigung variiert der Harzverbrauch zwischen 40-80 kg/m³, der deutlich weniger ist, als wenn eine kapillare Sperrwirkung (200-250 kg/m³) erzielt werden soll. Die Rasteranordnung liegt für die Injektionslöcher bei 30/30 cm bis 45/45 cm. (Pech & Zach, 2007)
Ein maßgebender Vorteil von Kunstharzen gegenüber mineralischen Stoffen liegt in ihrer chemischen Zusammensetzung. Diese reagieren nicht mit den im Mauerwerk enthaltenen Salzen, wodurch es zu keinen schädigenden Treibreaktionen kommt. Ein wesentlicher Nachteil der Kunstharze liegt in ihrer geringen Brandbeständigkeit. Bei höheren Temperaturen wird die Verfestigungswirkung immens reduziert. Da es sich bei Bränden und Erdbeben um außergewöhnliche Einwirkungen handelt, werden diese bei der Bemessung nicht überlagert und somit kann z.B. im Erdbebenfall ohne Probleme die horizontale Krafteinwirkung übertragen werden. Wesentlich mehr Einfluss auf die Tragwirkung bei seismischen Beanspruchungen hat die Vergütung von einzelnen Tragelementen, da die Gesamtstruktur sich elastischer verhält als vorher mit eventuell gleichzeitiger Erhöhung der Sprödbruchgefahr. (Pech & Zach, 2007), (Maier, 2012)

Die Verpressung von Mauerwerk mittels mineralischen Stoffen wird im Vergleich zu Kunstharzen aufgrund ihrer schlechteren Porengängigkeit, vorwiegend bei der Verfüllung von Klüften und Hohlräumen sowie bei der Füllung von Gefügeauflockerungen und Rissen angewendet. Daher werden diese Zementinjektionen vorwiegend zur Trockenlegung von Mauerwerk verwendet, sie verändern aber auch das konstruktive und materielle Mauergefüge. Hinsichtlich ihrer mineralogischen Verträglichkeit müssen die Baustoffe sorgfältig ausgewählt werden, da es sonst z.B. zum Gipstreiben und somit zu Volumenvergrößerung durch Bindung von Hydratwasser kommen kann. Des Weiteren darf das Injektionsgut keine schädlichen Salze beinhalten. (Maier, 2012), (Pech & Zach, 2007)

### 3.1.2 Vernadeln

Das Verpressen von Ankerstäben, mit einem Durchmesser < 16 mm, in rasterförmiger Anordnung (siehe Abb. 79) wird als Vernadeln bezeichnet und ist zurzeit nicht in Normen geregelt. Dabei werden vorwiegend Gewindeanker aus Edelstahl mit einem Durchmesser von etwa 8 bis 14 mm eingesetzt (siehe Abb. 77). (Nodoushani, 2008), (Ortlepp, 2014)

Nach dem Versetzen von Bohrlöchern (siehe Abb. 79) werden Ankerstäbe zentrisch eingelegt und mit einer Zementsuspension verpresst (siehe Abb. 78). Dabei stellt der verpresste Körper den Verbund zwischen dem Ankerstab und dem bestehenden Mauerwerk her und bildet gleichzeitig den nötigen Korrosionsschutz für den Nadelanker

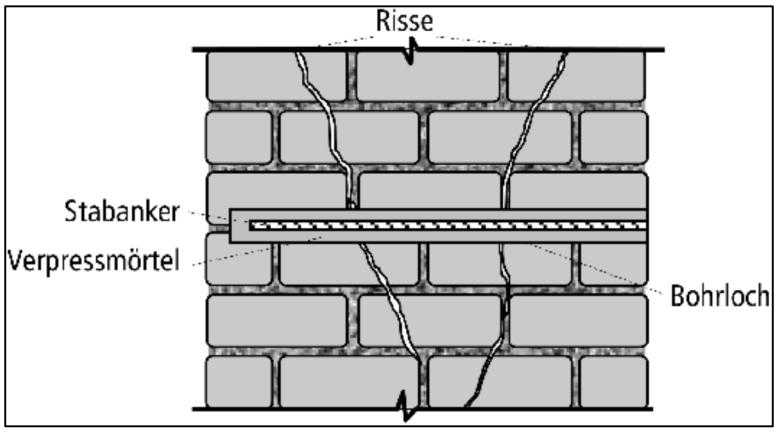



Abb. 77: Verpressanker im Mauerwerk aus (Hamdan, 2011)

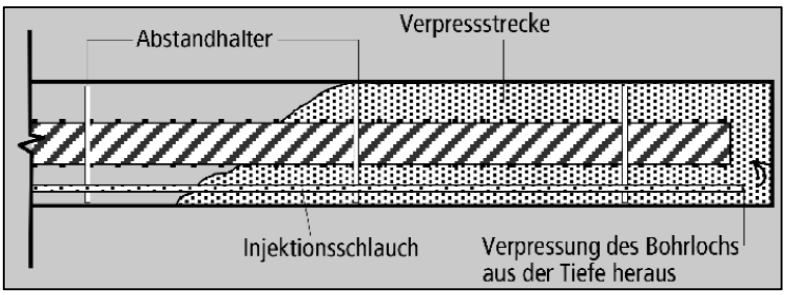



Abb. 78: Schema der Verpressung eines Ankers mit Injektionsschlauch aus (Wenzel, et al., 1997)

In Abb. 79 ist eine versetzte Rasteranordnung dargestellt.

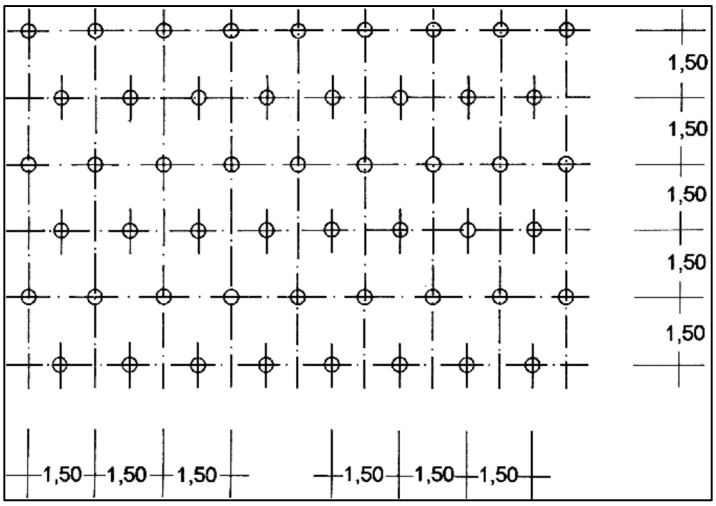



Abb. 79: Schema der versetzten Anordnung von Bohrung und Quervernadelung bei 1,50 m Wanddicke aus (Nodoushani, 2008)

Die vorwiegenden Einsatzmöglichkeiten von Verpressen mit Ankerstäben umfassen (Wenzel, et al., 2000)

- *„die Sicherung von gerissenen Bauteilen,“*
- *„die Abdeckung von Gewölbe- oder Bogenschüben,“*
- *„das Zusammenfügen und Zusammenbinden von Bauteilen,“*
- *„die Sicherung und Tragfähigkeitssteigerung bei mehrschaligem Mauerwerk,“*
- *„das Überbrücken von Arbeitsfugen und Zugkraftaufnahme in Bauzuständen sowie“*
- *„die Sicherung gegen dynamische Einwirkungen.“*

Diese nachträgliche Verstärkungsmaßnahme deckt bei der schlaffen Variante Zugkräfte im Mauerwerk ab, die im Bereich zwischen 5-20 kN und in eher seltenen Fällen über 50 kN liegen. Dabei ist im Bereich der Krafteinleitungslänge eine ausreichende Sicherheit der Übertragung der Zugkräfte zwischen Bohrlochwand und Ankerstab zu gewährleisten. Bei der vorgespannten Variante können Zugkräfte bis zu 300 kN aufgenommen werden. (Gigla, 2014)

Die Kraftübertragung erfolgt über Kontaktflächen, also über die Scherfuge, durch Haftung und Reibung zwischen dem Verpresskörper und dem umgebenden Mauerwerk. Das Bruchverhalten wird über die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung in der äußeren Scherfuge beschrieben. Dabei hängt der Widerstand von der Porenstruktur der Bohrlochwand und vom Bohrverfahren ab. Hingegen weist die innere Scherfuge einen hinreichend hohen Verschiebungswiderstand auf, unter der Voraussetzung, dass die Ankerstabprofilierung ausreichend ist und die Verpressfestigkeiten eingehalten werden. Bei der Verbundwirkung zwischen Anker und Verpresskörper führen die Dehnungen von gerippten Stahlankern zu einer Druckbeanspruchung der Stahloberfläche. Durch diesen Druck werden die Längsverschiebungen des Stahles behindert. Durch steigende Verschiebungen im Anker kommt es zu Haarrissen im Verpresskörper. Dadurch entsteht ein System aus dreidimensionalen Zug- und Druckstreben, welches im Bereich des Stahlbetonbaus als Zugringtheorie bezeichnet wird (siehe Abb. 80).

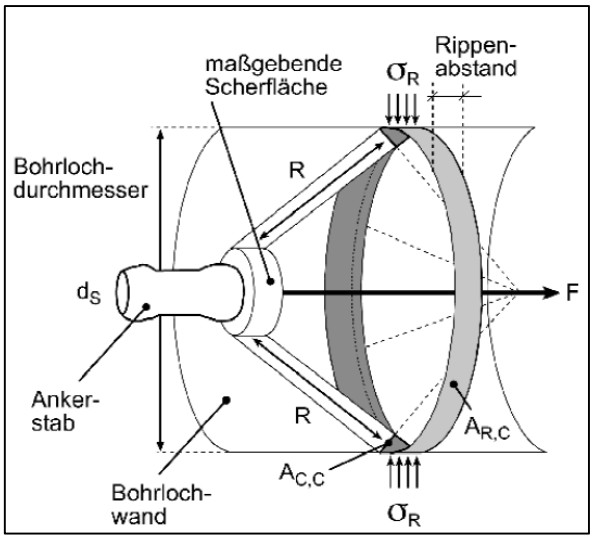



Abb. 80: Einfaches Zugringmodell aus (Gigla, 2014)

Zwischen dem Ankersystem und dem umgebenden Mauerwerk entsteht bei Verbundkraftübertragung eine Wechselwirkung. Dabei werden radial wirkende Druckkomponenten hervorgerufen, die das Mauerwerk auf Zug beanspruchen. Dadurch werden die aufnehmbaren Ankerkräfte durch die Zugfestigkeit des Mauerwerks begrenzt. (Gigla, 2014), (Wenzel, et al., 2000)

Grundsätzlich ist bei dieser Verstärkungsmaßnahme eine ausreichende Erkundung des Gefüges Voraussetzung, um eine dauerhafte Verbindung herzustellen. Bei den Voruntersuchungen müssen die Festigkeitseigenschaften der Komponenten sowie die Zusammensetzung des Mörtels bekannt sein, um Treibmineralbildung oder Ausblühungen ausschließen zu können. Dabei ist vor allem auf Mörtel aus Gips oder gipshaltigem Kalk zu achten. Die Qualität der Verpresskörper hängt im Wesentlichen von der Wahl der Ankerstäbe, von der Suspension, von der Bohrtechnik und von der Einpresstechnik ab.

Bei der Herstellung der Vernadelung ist zu allererst auf die Gegebenheiten des Bauwerks zu achten. Dabei spielt vor allem die Wahl des Bohrverfahrens eine entscheidende Rolle. Gründe für die Auswahl des Bohrverfahrens liegen z.B. in der Vorgabe des Denkmalschutzes oder weil die Bohrtechnik möglichst erschütterungsarm sein soll. Bei der Bohrmethode wird zwischen Drehbohrung (erschütterungsarm) oder Drehschlagbohrung unterschieden und ob im Vollbohrverfahren oder im Kernbohrverfahren abgeteuft wird. Die Förderung des Bohrkleins und die Bohrkronenkühlung erfolgen nach dem Nassbohrverfahren (Wasserspülung) oder dem Trockenbohrverfahren (Druckluftspülung). Der Vorteil beim Nassbohrverfahren liegt vor allem darin, dass ein Vornässen der Bohrlochwand erfolgt und somit gute Bedingungen für das Verpressen geschaffen werden. Am häufigsten kommen Drehbohrungen mit Kernbohrkronen und Wasserspülung zum Einsatz. Dabei hängt die Wahl des Bohrlochdurchmessers vom Durchmesser des einzubauenden Bewehrungsstabes, von der zu erzielenden Verbundwirkung und vom erforderlichen Korrosionsschutz ab.

Auf der Grundlage von Versuchsergebnissen basiert ein Bemessungsverfahren auf 5 %-Quantilwerten der Verbundfestigkeit, die sich auf den Nenndurchmesser des Ankerstabes bezieht. Die Ermittlung der Verbundfestigkeit $X_{A,d}$ in nichtsaugendem Steinmaterial wird auf Grundlage der Druckfestigkeit des Verpresskörpers und der zusätzlichen Anforderung an die Biegezugfestigkeit des Verpressgutes ermittelt.

Dabei wird eine Mindestkrafteintragungslängen von 190 mm im Fugenschnitt von Ziegelmauerwerk vorausgesetzt. Wenn der Verbund in Fugen erfolgt wird die Verbundfestigkeit mit dem Faktor $\varphi_j$ abgemindert. Da saugfähiges Steinmaterial einen sehr großen Einfluss auf die Verbundfestigkeit hat wird dieser mit $X_{B,W}$ für die Festigkeitssteigerung berücksichtigt. Daraus wird der Bemessungswert der Verbundfestigkeit wie folgt ermittelt: (Gigla, 2014)

$$X_{A,d} = \frac{\varphi_j}{\gamma_m} \cdot \left(\frac{f_{G,c}^2}{500} + X_{B,W}\right) \tag{33}$$

$$\text{mit } f_{G,c} = \sqrt{f_{A,d} \cdot 500} \tag{34}$$

$X_{A,d}$ … Bemessungswert der Verbundfestigkeit, unabhängig von der Verbundlänge

$f_{G,c}$ … Druckfestigkeit des Verpresskörpers

$f_{A,d}$ … 5 %-Quantilwert der Verbundfestigkeit

$\varphi_j$ … Abminderungsfaktor bei Verbund im Bereich von Fugen: $\varphi_j$ = 0,5

$X_{B,W}$ … Verbundfestigkeitssteigerung in wassersaugendem Steinmaterial, $X_{B,W}$= 0 … 15,0 N/mm²

$\gamma_m$ … Teilsicherheitsbeiwert für die Verbundfestigkeit

Der Bemesseungswert des Ankerwiderstandes ergibt sich zu:

$$R_{A,d} = X_{A,d} \cdot \frac{A_B}{A_{G,d}} \cdot A_{A,d} \tag{35}$$

$$A_{G,d} = A_B + A_J \tag{36}$$

$A_B$ … äußere Ankerverbundfläche im Stein (vorhandene Mantelfläche des Verpresskörpers im Bereich von Steinquerschnitten)

$A_{G,d}$ … äußere Ankerverbundfläche, entspricht der Verpresskörpermantelfläche

$A_J$ … äußere Ankerverbundfläche in der Fuge (vorhandene Oberfläche des Verpresskörpers im Bereich von Fugen)

$A_{A,d}$ … Ankerverbundfläche (Mantelfläche des Ankerstabs aus Nenndurchmesser und Verbundlänge)

$X_{A,d}$ … Bemessungswert der Verbundfestigkeit

Die Begrenzung der Zugkraft im Ankerstab wird wie folgt berechnet:

$$F \leq \frac{1{,}9 \cdot f_{B,t} \cdot L_b \cdot \pi \cdot d_B \cdot (h_s^2 - d_B^2)}{\gamma_m \cdot \tan\varphi \cdot (d_B^2 + h_s^2)} \tag{37}$$

$d_B$ … Bohrlochdurchmesser, $d_B \geq 3 \cdot d_A$, mit $d_A$ … Nenndurchmesser des Ankerstabs

$h_s$ … Steinhöhe in maßgebender Versagensebene

$L_b$ … Krafteintragungslänge

$\tan\varphi$ ... Neigungswinkel zwischen Drucktrajektorien und Stabachse, näherungsweise kann angenommen werden: $\varphi$ = 50° in wassersaugendem Steinmaterial und

$\varphi$ = 60° in nichtwassersaugendem Steinmaterial

$f_{B,t}$ … Steinzugfestigkeit

Zu den herkömmlichen Systemen werden nach (Gigla, 2014) folgende Alternativen eingesetzt:

- Ankersysteme mit einer textilen Umhüllung

Dabei liegt der Vorteil darin, dass der Austritt von Injektionsgut in vorhandene Hohlräume verhindert wird. In Tab. 25 sind die Vor- und Nachteile der Vernadelung mit Ankersystemen mit einer textilen Umhüllung aufgelistet.

| Vorteile | Nachteile |
|---|---|
| Injektionsgut auf Textilumhüllung beschränkt<br><br>Verhinderung von unerwünschtem Verfüllen angrenzender Spalte/Fugen | Lieferlängen fix - Unflexibel<br><br>Verwendung von mitgeliefertem kunststoffmodifiziertem Mörtel (Denkmalschutz)<br><br>dichte Stein:<br>äußere Scherfuge neigt zwischen Verpresskörper, Textilmaterial und Bohrlochwand zum Versagen |

Tab. 25: Vor- und Nachteile von Ankersystemen mit textiler Umhüllung (Gigla, 2014)

- Glasfaserverstärkte Kunststoffstäbe

In Tab. 26 sind die Vor- und Nachteile der Vernadelung mit Ankersystemen mit glasfaserverstärkten Kunststoffstäben aufgelistet.

| Vorteile | Nachteile |
|---|---|
| geringe Temperaturausdehnung<br><br>hohe Zugfestigkeit<br><br>geringes Gewicht | empfindlich gegenüber Querdruckbeanspruchung<br><br>Spezielle Fügetechnik bei Schraub- und Muffenstössen<br><br>Unbeständigkeit in alkalischen Milieu<br>unzureichende Stabprofilierung für Widerstand gegen Abscheren |

Tab. 26: Vor- und Nachteile von Glasfaserverstärkten Kunststofstäben aus (Wenzel, et al., 2000), (Gigla, 2014)

Gegen die unzureichende Stabprofilierung wurde eine wirkungsvollere Profilierung, z.B. durch Umschnüren mit Glasfaserrovings, gebildet. (Gigla, 2014), (Wenzel, et al., 2000)

- Erwähnenswert ist bei der Sicherung von geschädigtem Natursteinmauerwerk der vereinzelte Einsatz von kohlefaserverstärktem Kunststoff (CFK) zur Vernadelung von unter Zwang beanspruchtem Mauerwerk. (Gastmeyer, et al., 2008)

- Aramid Stäbe

Bezüglich der Entwicklung mit Aramid Stäben wird auf Kapitel 3.1.3.1 verwiesen.

#### 3.1.2.1 Vernadeln mit Spiralankern

Für die „Rissverklammerung“ kommen zur Aufnahme und Verteilung von Dehnungen Spiralanker zum Einsatz. (Meichsner, 2009) Dabei liegt die Funktion der Spiralanker vor allem in der dauerhaften elastischen Fixierung von Rissen im Mauerwerk, um die Rissöffnung zu behindern und nicht zu verhindern. Daher ist es notwendig, die Verformungen so zu steuern, dass sie dorthin gelenkt werden, wo sie dem

neuen statischen System nicht schaden. Dabei ist es notwendig, die Konstruktion so auszubilden, dass entweder Fugen angeordnet werden, um den Ausgleich der Verformungen zu ermöglichen, oder die Verformungen elastisch durch Dehnungen oder Stauchungen aufgenommen werden. Bei der Anordnung von Fugen werden die Verschiebungen als Rissbreite wirksam und die elastischen Dehnungen werden auf das Mauerwerk und den Spiralanker aufgeteilt. Somit besteht das primäre Ziel der Instandsetzung in der Aufnahme der elastischen Dehnungen des Spiralankers und des Mauerwerks und der Kompensierung der Rissbreitenvergrößerung. Die maßgebende Tragwirkung des Systems zwischen Spiralanker und Mauerwerk erfolgt über den Ankermörtel als schubfeste Verbindung. Dabei unterscheidet man bei den Verbundflächen zwischen der Fuge Spiralanker/Ankermörtel und der Fuge Ankermörtel/Mauerwerk (siehe Abb. 81).

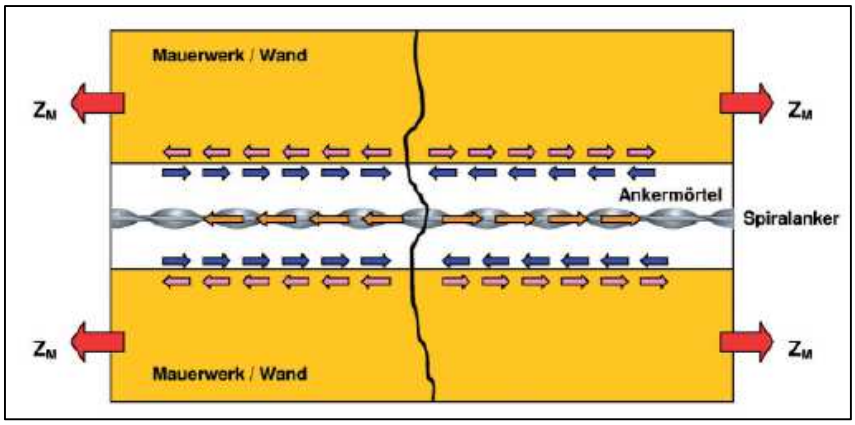



Abb. 81: Schematische Darstellung der Kraftübertragung zwischen Mauerwerk und Spiralanker aus (Neubert, 2009)

Nach dem Überwinden des Haft- und Reibverbundes kommt in der Fuge Ankermörtel/Mauerwerk der Scherverbund zum Tragen. Bei der Übertragung der Ankerkräfte, also der Schubspannungen, werden diese den beiden Verbundflächen gleichmäßig zugeteilt, wodurch sich unterschiedlich große Spannungen ergeben. In Versuchen wurde bestätigt, dass der Verbundbruch immer in der Fuge Ankermörtel/Spiralanker stattfindet, da die Verbundkraft geringer ist als in der Fuge Mauerwerk/Ankermörtel. Dabei kommt es zum Herausdrehen des Spiralankerstabes aufgrund der Geometrie und der glatten Oberfläche. (Jahn & Meichsner, 2013), (Gigla, 2014)

Bei der Anordnung der Spiralanker werden folgende Konstruktionsregeln als sinnvoll erachtet (siehe Abb. 82): (Neubert, 2009)

- vertikaler Abstand der Ankerlagen maximal 35 cm
- Verankerungslänge auf beiden Seiten der Rissflanken mindestens 40 cm
- Versatzmaß zwischen den einzelnen Ankerlagen von ca. 20 cm

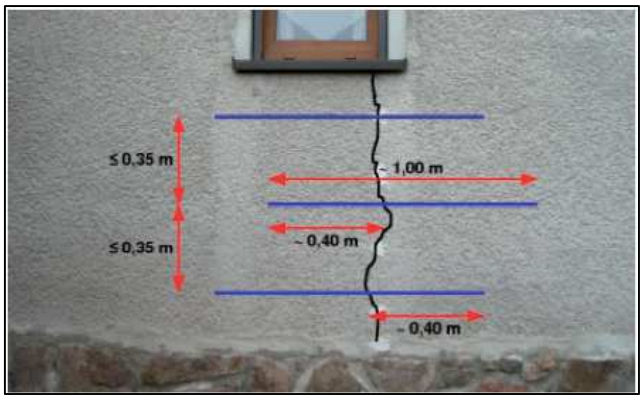



Abb. 82: Konstruktionsregeln zur Anordnung von Spiralanker aus (Neubert, 2009)

Aufgrund dieser Konstruktionsregeln sollen Spiralanker eine Mindestlänge von 1 m haben. Dabei sind die verdrillten, glatten Bewehrungsstäbe aus Edelstahl in den Nenngrößen von 3, 4, 5, 6,8 und 10 mm erhältlich. Für einen Nenndurchmesser von 10 mm betragen die Streckgrenze 640 N/mm² und die Zugfestigkeit 823 N/mm². Dabei kann bei einer Steifigkeit von 146.000 N/mm² eine Bruchlast von 107 kN aufgenommen werden. (Jahn & Meichsner, 2013) Die Festigkeitseigenschaften in (Jahn & Meichsner, 2013) verweisen auf ein Schriftstück „Brutt Saver Spiralankersystem. Innovative Lösung zur professionellen Mauerwerkssanierung“ (www.brutt-saver.com) der „Sure CPS Group“. Da das Schriftstück am 10.10.2015 nicht gefunden wurde, erfolgt der Quellennachweis wie angegeben.

### 3.1.3 Vorspannen

Die bei der Vernadelung (Kapitel 3.1.2) beschriebenen Materialien und Methoden können auch, wie bereits erwähnt, als Vorspannung zur Aufnahme der Zugkräfte eingesetzt bzw. ausgeführt werden. Dabei gilt die Hauptaufgabe dem Schließen der vorhandenen Risse und dem damit verbundenen Wiederherstellen der Tragfähigkeit. Im Zuge der Verstärkungsmaßnahem werden im Bestandsmauerwerk, welches eine geringe Zugfestigkeit aufweist, Druckkräfte eingeleitet, um Risse zu schließen und zukünftige zu vermeiden. Des Weiteren findet die Methode der Vorspannung eine weitere Anwendung in der gezielten Kraftumleitung, wodurch es zu einem massiven Eingriff in das Tragsystem kommt, und in der Erhöhung der Biegedruck- und Schubtragfähigkeit. Beispiele für die Anwendungsgebiete umfassen z. B. die Auflagerbereiche von Gewölbedecken mit Übertragung maßgebender Horizontalkräfte auf das unterstützende Mauerwerk oder für hohe Giebelwände unter Winddruckbeanspruchung oder für Aussteifungswände, die durch Erdbeben beansprucht werden. (Gunkler, et al., 2007), (Jarnig, 2008)

In der ÖNORM EN 1996-1-1 findet man „Regelungen für vorspannbares Mauerwerk“, die vor allem bei „Details zur Vorspannung“ auf die EN 1992-1-1 verweist. In der Literatur wird über Inhalte des Nationalen Anhangs zum EC 6 hinsichtlich der normativen Lösungen in Mauerwerksnormen diskutiert, da Bemessungsalgorithmen aus nationalen Normen vorliegen, mit denen man das Tragverhalten vorgespannter Bauteile von Mauerwerk beschreiben kann. (Gunkler, et al., 2007)

Als Überblick zur Klassifizierung von vorgespanntem Mauerwerk soll Abb. 83 dienen.

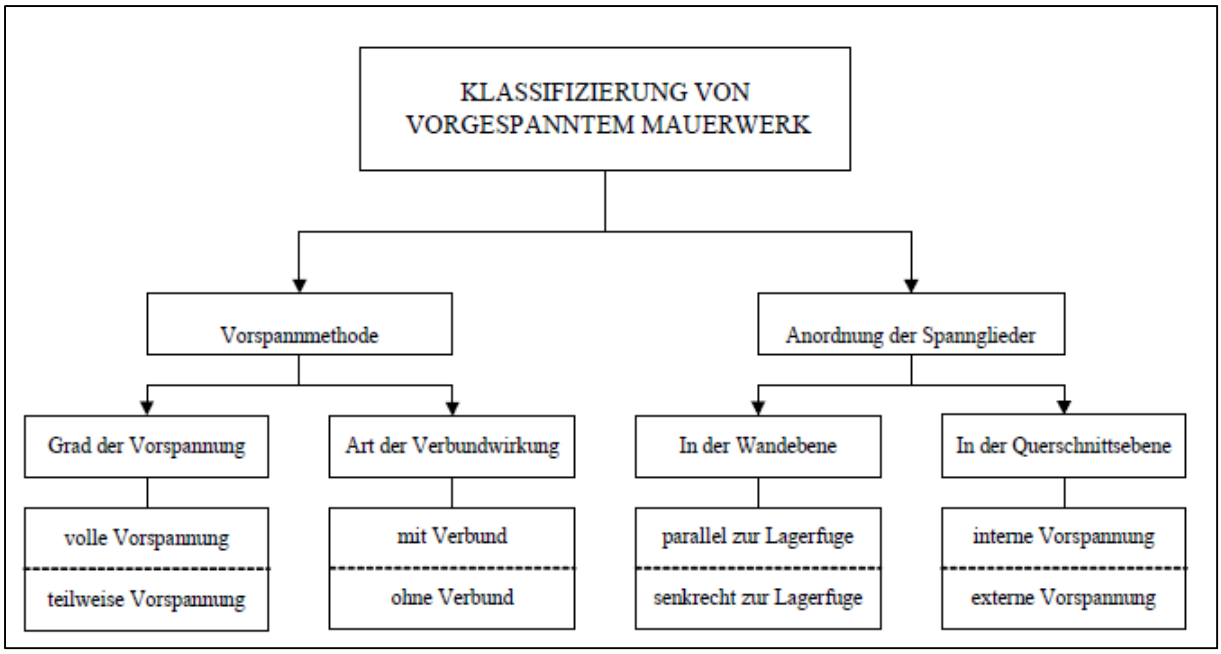



Abb. 83: Klassifizierung von vorgespanntem Mauerwerk aus (Jarnig, 2008)

Nach dem Grad der Vorspannung wird zwischen einer vollen oder teilweisen Vorspannung unterschieden. Bei der vollen Vorspannung treten im Mauerwerk keine Risse auf, während bei der teilweisen Vorspannung aufgrund der Überschreitung der Zugfestigkeit mit Rissbildung zu rechnen ist. Bei der Art der Verbundwirkung wird im historischen Mauerwerksbau vor allem die Methode der Vorspannung mit nachträglichem Verbund angewendet. Bei dieser Mauerwerksvergütung werden große Vorspannkräfte eingeleitet. Dabei wird durch das Ausinjizieren des Bohrloches eine schubfeste Verbindung zwischen Bauteil und Spannglied hergestellt. Eine weitere Ausführungsform stellt die Vorspannung ohne Verbund dar. Diese kommt vor allem bei geringen Verbundkräften zur Anwendung. Bei dieser Verbundwirkung wird das Spannglied im Bohrloch frei geführt. (Jarnig, 2008), (Wenzel, et al., 2000)

Die Anordnung der Spannglieder in der Wandebene kann entweder parallel oder senkrecht zur Lagerfuge erfolgen. Um vertikale oder schräg verlaufende Risse zu sanieren, wird üblicherweise die Anordnung parallel zur Lagerfuge ausgeführt. Dabei werden die Spannglieder horizontal und zentrisch in die Wand eingebracht, um die Druckverteilung gleichmäßig zu verteilen. Es kommt zu einem zweiachsigen Spannungszustand, der den Vorteil hat, dass die Querzugspannungen, die für die Rissbildung verantwortlich sind, vermindert werden. Bei der horizontalen Spanngliedführung hingegen werden bei der Anordnung der Spannglieder senkrecht zur Lagerfuge die Kräfte vertikal eingeleitet, also im Prinzip parallel zu den Stoßfugen. Dadurch kommt es zur Überlagerung mit den vertikalen Lasten. Dies hat zur Folge, dass der Bauteil auf Stabilität nachzuweisen ist. Mit geringen Auflasten kann dabei die Standsicherheit gegenüber horizontaler Beanspruchung erhöht werden. Die häufigste Anwendung dieser Spanngliedführung kommt bei der Überdrückung von Exzentrizitäten bei der Lastableitung vor. (Haller, 1982), (Ulrich, 1998)

Bei der Vorspannung im Mauerwerk mit Stabstählen ist der wesentliche Punkt, dass ein deutlicher Eingriff in den Denkmalschutz stattfindet. Bei den Arten der Verankerung wurde zwischen Ankerkörpern aus Stahl oder Stahlbeton unterschieden. Heutzutage erfolgt die Endverankerung, vor allem bei Stäben aus Faserverbundwerkstoffen, durch reinen Verbund (ohne Hüllrohr) und somit schonender für den

Denkmalschutz. Bei der Ausführung mit Stahlbeton wurde das Spannglied im Bereich des Betonpolsters in einem Hüllrohr geführt. Im Betonpolster wurde die Biege- und Spaltzugbewehrung angeordnet und die Vorspannkraft an das Mauerwerk weiter geleitet. Durch diese Anordnung konnten alle gängigen Vorspannsysteme im Mauerwerk verankert werden. Die Verankerungsmöglichkeiten im Stahlbetonbett und mit Stahlplatte sind in Abb. 84 ersichtlich. Die Verankerung mittels Stahlplatte war die „schonendere“ Ausführung aus denkmalpflegerischer Sicht, da im Vergleich zur Ausführung aus Stahlbeton geringere Verankerungstiefen notwendig waren. Um den Korrosionsschutz der Ankerplatte zu gewährleisten, wurde der ausgebrochene Bereich für die Verankerung mit Beton verfüllt. (Haller, 1982), (Wenzel, et al., 2000)

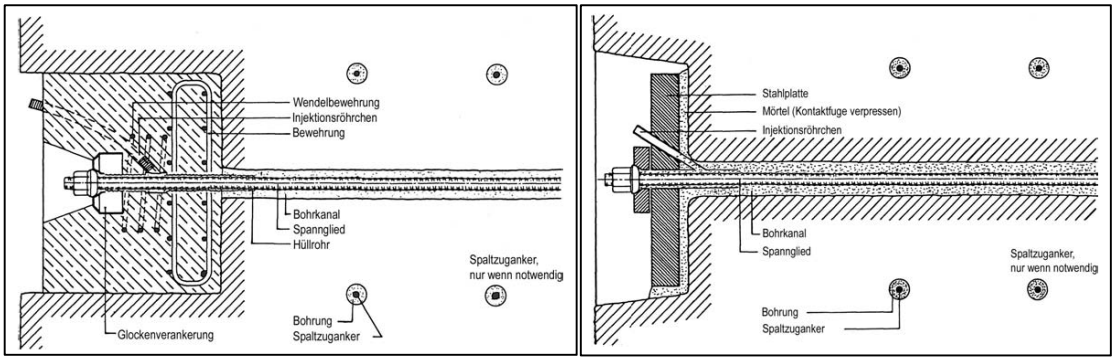



Abb. 84: li: Verankerung im Stahlbetonbett – re: Verankerung mit Stahlplatte aus (Wenzel, et al., 2000)

Die im Vergleich zu den Verankerungsmöglichkeiten aus Stahlbeton oder Stahl am wenigsten in das Bestandsmauerwerk eingreifende Endverankerung der Vorspannkräfte, stellt die Ausführung durch reinen Verbund dar. Die Übertragung der Vorspannkraft erfolgt dabei auf das umliegende Mauerwerk nicht über einen Ankerkörper, sondern über den Reibungsverbund. Dabei werden bei den Kontaktflächen Spannglied/Injektion und Injektion/Bohrlochwandung unterschieden. Die Krafteinleitung erfolgt entweder in den Verpresskörper über Haftungsstreifen oder in den Ankerstab. Die Voraussetzungen und Bedingungen für das Bohrloch gelten analog dem Verpressen. Als Spannglieder kommen vorwiegend Stabstähle mit durchgehendem aufgewalztem Gewinde mit Güten von 885/1080 oder 835/1030 zur Verwendung. (Gigla, 1999), (Wenzel, et al., 2000)

#### 3.1.3.1 Vorspannen mit Aramidstäben

Wie bereits beim Vernadeln erwähnt, kommen mittlerweile vermehrt Faserverbundwerkstoffe zum Einsatz. Dabei nimmt der Werkstoff Aramid eine besondere Stellung ein. Die Vorteile liegen in der exzellenten Korrosionsbeständigkeit, im Verhältnis der Steifigkeit zum geringem Gewicht, im guten Ermüdungsverhalten und dem geringem Gewicht. Die mechanischen Eigenschaften von Aramidstäben sind in Tab. 27 angeführt (Sireg, 2015)

Aramidfasern sind Polymerfasern, die einen geringeren Wärmeausdehnungskoeffizienten als Kohlenstofffasern aufweisen. Aufgrund ihres guten Energieabsorptionsvermögens und der geringen Dichte eignen sie sich besonders gut als Verstärkungsmaßnahme bei stoßbeanspruchten Bauteilen. Im Gegensatz zur hohen Zugfestigkeit in Längsrichtung weisen Aramidfasern, im Vergleich dazu, eine geringe Querzugfestigkeit auf. (Jarnig, 2008)

Ausziehversuche an Aramidstäben an der TU Wien ergaben für ein relativ dichtes Ziegelmauerwerk, dass die herkömmliche Verankerungslänge von 1,5 m auf der sicheren Seite liegt. Die Verankerung der Stäbe erfolgte per Injektion von Epoxidharz im Mauerwerk, also durch reinen Verbund. Dabei können die in der Praxis aufgebrachten Spannungen von maximal 60 kN bereits bei einer Verankerungslänge von 1 m aufgenommen werden. Hingegen besteht bei einer Länge von 0,5 m die Gefahr, dass der Haftverbund zwischen dem Verpresskörper und dem Ziegel nachlässt und es somit zu einem Herauslösen des Harzkörpers kommt. Daher werden folgende Empfehlungen für zukünftige Anwendungen mittels Vorspannungen mit Aramidstäben gegeben: (Jarnig, 2008)

- Einen wichtigen Faktor bildet die Verklebung/Injektion
- Begrenzung der Auslastung der Stäbe auf 50% der angegebenen Bruchkräfte
- Die Injektionslänge nimmt Einfluss auf die Versagensart

## 3.2 Verstärkungsschalen aus Spritzbeton

Bei der nachträglichen Verstärkung durch flächige bewehrte Ergänzungsschichten (Spritzbeton) soll die Biegetragfähigkeit der Wand erhöht werden. Dabei fungiert die bestehende Wand als „verlorene“ Schalung. Die unterschiedlichen Steifigkeiten der Werkstoffe und der damit verbundene Schubverbund spielen eine entscheidende Rolle. Hierbei wird die Verbundfestigkeit der Ergänzungsschicht auf Mauerwerk durch die Haftzug- und Haftscherfestigkeit beschrieben. In Abb. 85 ist eine Prinzipskizze der Verstärkungsschale mit Spritzbeton dargestellt. Bei der Wahl der Stärke der Spritzbetonschicht ist darauf zu achten, dass eine ausreichende Betondeckung und damit verbundener Korrosionsschutz gegenüber dem Bewehrungsnetz vorhanden ist. (Pech & Zach, 2007), (Gunkler, 1993)

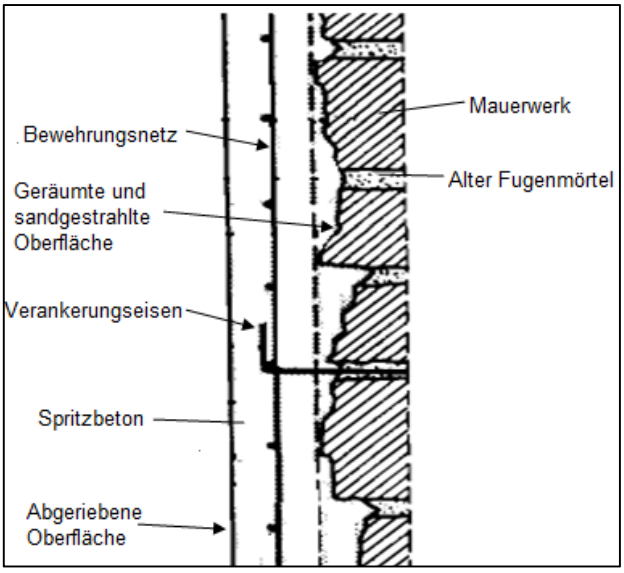



Abb. 85: Instandsetzung von Mauerwerk mit Spritzbeton nach (Gunkler, 1993)

Um einen optimalen Verbund zwischen Spritzbeton und Mauerwerk zu gewährleisten, sind folgende Voraussetzungen vor dem Aufbringen des Betons zu berücksichtigen: (Brux, et al., 1981), (Ruffert, 1982), (Ruffert, 1986), (Teichert, 1987)

- Die Oberfläche des Bestandsmauerwerks ist von beeinträchtigenden Bestandteilen, die z.B. korrosionsfördernd sind, zu befreien, um einen geeigneten Haftverbund herstellen zu können.
- Um eine bessere Verzahnung zwischen Spritzbeton und den Mauerstein herzustellen, ist es erforderlich, durch geeignete Maßnahmen, wie z.B. Sand- oder Hochdruckwasserstrahlen, die Oberfläche durch Aufrauen zu vergrößern.
- Durch das Vornässen der Oberfläche wird verhindert, dass das trockene Mauerwerk dem Spritzbeton Wasser entzieht. Dies fördert die Hydratation des Zementleims im Spritzbeton.
- Die Bewehrung ist soweit zu sichern (dübeln, nageln, verschrauben), dass ein Rückfedern durch das „Spritzen“ verhindert wird.
- Offene Fugen und schadhafte Risse im Mauerwerk sind kraftschlüssig zu verpressen.

Nach dem Vorbereiten der Oberfläche und der Lagesicherung des Bewehrungsnetzes wird der Spritzbeton mittels Trockenspritz- oder Nassspritzverfahren aufgebracht. Während beim Nassspritzverfahren das feuchte Betongemisch mittels Druckluft oder Pumpe zur Düse gefördert wird, erfolgt die Zugabe des Wassers zum Trockenmischgut beim Trockenspritzverfahren an der Düse.
Die Anforderungen an die Ausgangsstoffe des Spritzbetons (ÖNORM EN 14487-1) hängen stark von den Bestandteilen des Bestandsmauerwerks, vor allem von dem des Mörtels, ab. Dies verlangt eine ausführliche Bestimmung der Materialeigenschaften durch geeignete Prüfverfahren und die Einhaltung von Normen. Bei einer unzureichenden Abstimmung der Bestandteile wird der Haftverbund wesentlich beeinflusst, z.B. durch Ettringittreiben.
Als Alternative zu der herkömmlichen Zusammensetzung des Betons wurde ein Beton mit Kunststofffasern entwickelt, der PCC Spritzmörtel (Polymer-Cement-Concrete). Dabei werden dem Frischbeton Polymerkomponenten hinzugefügt, die gemeinsam mit dem Zementstein die Bindemittelfunktion übernehmen. Im Zuge der Hydratation des Zements bildet dieser mit dem organischen Bindemittel ein kraftschlüssiges System, das sich mit den Zuschlagskörnern an die bestehende Oberfläche anbindet und somit Strukturelemente schafft, welche die Übertragung von Zugkräften innerhalb des Mörtelgefüges ausbilden. Das Riss- und Bruchverhalten des PCC Spritzmörtels kann durch Zugabe von Stahlfasern verbessert werden, da diese das Öffnen von Rissen behindern und somit eine zugfestere Verbindung der Rissufer gewährleisten. (Gunkler, 1993)
Der Haftverbund zwischen der Ergänzungsschicht und der Oberfläche des Mauerwerks ist vorwiegend durch die Adhäsion gekennzeichnet. Dabei dringt das Bindemittel durch kapillare Kräfte in die aufgeraute Oberfläche ein und bewirkt durch mechanische Verzahnung einen Verbund der beiden Werkstoffe. In den Abb. 86 und Abb. 87 wird das Sägezahnmodell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Ergänzungsschicht und Untergrund und die damit verbundenen aufnehmbaren Schubspannung in der Verbundfuge $\tau_u$ dargestellt. (Walraven, 1990)

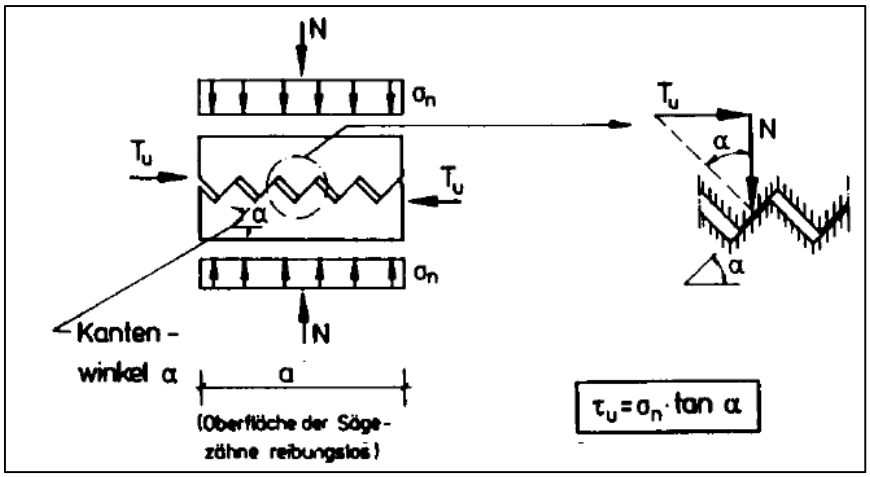



Abb. 86: Klemmwirkung durch Auflastspannung aus (Gunkler, 1993)

Dabei wird die aufnehmbare Schubspannung in der Verbundfuge $\tau_u$ durch folgende Parameter bestimmt: (Walraven, 1990)

- Mikroverzahnung c
- Schubwiderstandsanteil infolge der Klemmwirkung von Auflastspannungen $\sigma_n$
- kreuzende Bewehrung in der Verbundfuge

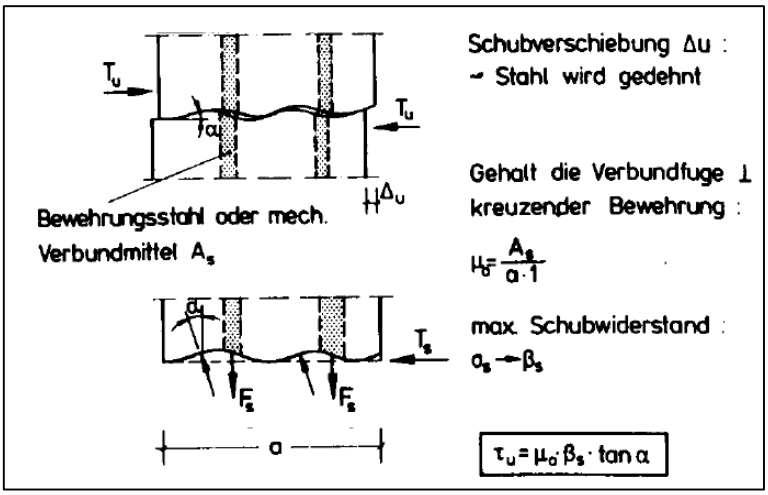



Abb. 87: Klemmwirkung durch Bewehrung aus (Gunkler, 1993)

Aus der Klemmwirkung durch Auflastspannung und durch die Bewehrung lässt sich die aufnehmbare Schubspannung in der Verbundfuge $\tau_u$ wie folgt ermitteln: (Walraven, 1990)

$$\tau_u = (c + \mu_0 \cdot \beta_s + \sigma_n) \cdot \tan\alpha \tag{32}$$

$c$ … Mikroverzahnung

$\mu_0$ … Gehalt der Verbundfuge normal kreuzender Bewehrung (siehe Abb. 87)

$\beta_s$ … maximaler Schubwiderstand

$\sigma_n$ … Auflastspannung (siehe Abb. 86)

$\alpha$ … Kantenwinkel (siehe Abb. 86)

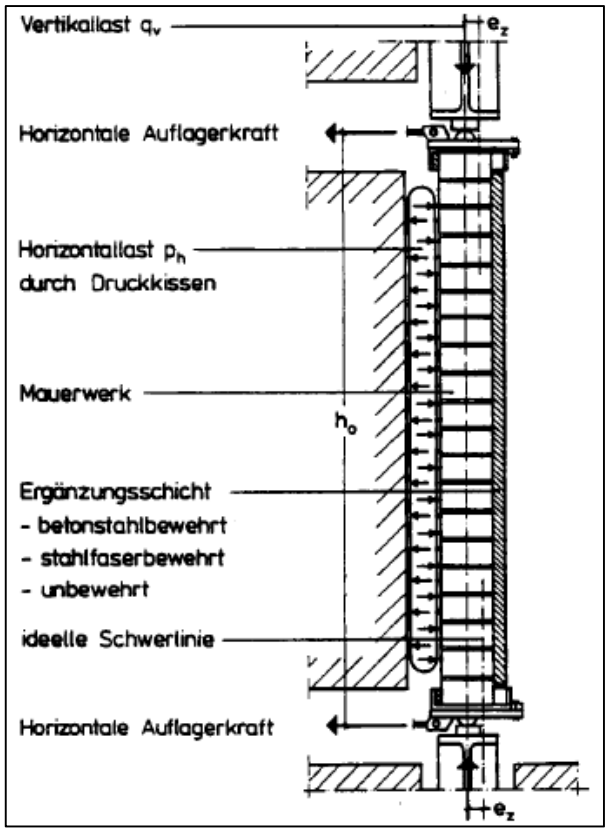



Abb. 88: Belastungsanordnung der Versuchswände bei einer verstärkten Mauerwerkswand aus (Gunkler, 1993)

In der Literatur wurden Versuchsmodellen verstärkte (nach Aufbringen der Ergänzungsschicht) und unverstärkte Mauerwerksscheiben auf ihr Trag- und Verformungsverhalten auf Biegung mit Normalkraft untersucht. Dabei wurde die zu untersuchende Mauerwerkswand in einem transportablen Rahmen hergestellt und die oben beschriebenen Voraussetzungen, wie Reinigen und Aufrauhen der Oberfläche, durchgeführt. Die Anordnungen der Kräfte sind in Abb. 88 an einer verstärkten Wand schematisch dargestellt. Die Ergebnisse zeigten, dass die Biegetragfähigkeit der Mauerwerkswände erheblich gesteigert werden konnte, wenn diese mit einer Spritzbetonschale verstärkt werden. Dabei ergaben die Untersuchungen, dass bei betonstahlbewehrten Spritzbetonschalen eine größere Traglaststeigerungen möglich war als bei stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten. Hingegen zeigte eine fehlende Endverankerung ein vorzeitiges Schubversagen. Des Weiteren zeigten die Versuche, dass durch entsprechende Einhaltung der Voraussetzungen für die Beschaffenheit der Oberfläche keine Verbundbrüche zu erwarten sind und somit ein starrer Verbund zwischen den Einzelschichten herrscht.
(Kordina, et al., 1986), (Kordina & E.Gunkler, 1988), (Kordina & Gunkler, 1989), (Kordina & Gunkler, 1991) Die Dimensionierung der betonstahlbewehrten Ausführung wird nach statischen Erfordernissen bemessen. Neben der herkömmlichen Ausführung aus Betonstahl kommen auch Bewehrungsmatten und Gittergewebe aus Faserverbundwerkstoffen zum Einsatz. Dabei bestehen diese Werkstoffe aus einem Verbund zwischen einer Matrix aus Epoxidharz und Fasern aus Aramid, Glas oder Kohle. Der Vorteil der Faserverbundwerkstoffe liegt in der höheren Festigkeit bei einer größeren Dehnung. Aus diesem Grund können größere Durchbiegungen und traglastmindernde Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung erreicht werden. Des Weiteren ist der Einbau als Ergänzungsschicht einfacher als mit herkömmlichen Bewehrungsmatten.

Der Vorteil bei der Verstärkungsmaßnahme durch das Herstellen einer Spritzbetonschale liegt darin, dass dieses Verfahren vor allem in schwer zugänglichen Bereichen durch flexible Materialförderung des Spritzbetons angewendet werden kann. (Gunkler, 1993)

## 3.3 Faserverbundwerkstoffe (FVW)

Eine Weiterentwicklung der nachträglichen Verstärkung von Bauteilen hinsichtlich des verwendeten Materials liegt in der Applikation von Faserverbundwerkstoffen. Die Entwicklung und vorwiegende Einsatzmöglichkeiten kommen aus dem Betonbau. (Seim, 2007) Die Einsatzmöglichkeiten für Ziegelmauerwerk liegt hauptsächlich in der Anwendung an Bauteilen, die seismischen Beanspruchungen (schubbeanspruchte Wände) ausgesetzt sind. Des Weiteren finden FVW ihre Anwendung im Mauerwerksbau in der örtlichen Verstärkung, z.B. bei nachträglich errichteten Durchbrüchen oder bei der Sicherung geschädigter Bauteile. (Pfeiffer & Seim, 2010) Im Betonbau werden bereits Ansätze formuliert, die eine Berechnung nach Eurocode 2 ermöglichen sollen. (Jütte & Venter, 2014) Bislang beruhen Berechnungen und Ermittlung von Verbundverhalten und der Endverankerung von Faserverbundwerkstoffen auf theoretischen Modellen und baurechtlichen Zulassungen. In Europa wurde 2007 die Richtlinie „FRP reinforcement in RC structures“ von der Internationalen Föderation für Stahlbeton „fib“ (Fibre Reinforced Polymer) entwickelt. (Technical Bulletin 40, 2007) Der wesentliche Vorteil von FVW liegt in ihrer Dauerhaftigkeit, Korrosionsbeständigkeit und der hohen Zugfestigkeit (3000–5000 N/m³). (Bergmeister, 2003) Nachteilig wirken sich die hohen Herstellungskosten aus. Faserverbundwerkstoffe werden vorwiegend aus einem Verbund von Fasern aus Aramid, Kohlenstoff, Glas oder hochfestem Polyethylen mit einem Kleber (z.B. Epoxidharz) hergestellt. Dabei kommt dem Kleber die Haftverbundeigenschaft zwischen dem zu verstärkenden Werkstoff (Ziegel, Beton, Holz) und den Fasern zu. Die Verbundkräfte setzen sich aus zwei Anteilen zusammen. (Pfeiffer & Seim, 2010) Einerseits aus dem Anteil aus der Verbundkraft und andererseits aus dem Anteil der Reibung zwischen dem Mauerstein und dem FVW. Das Tragverhalten von FVW hängt im Wesentlichen von der Struktur, der Verankerung und der damit verbundenen Einleitung und Umlenkung der Kräfte und vom Verbundverhalten zum Ziegelmauerwerk ab. Bei Untersuchungen von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben ist es nach (Pfeiffer & Seim, 2010) zu einer Steigerung der Tragwiderstände im Vergleich zu den unverstärkten Bauteilen um das 2,5 fache gekommen. Dabei erfolgte die Verankerung auf naheliegende Decken- und Bodenplatten aus Beton (Vergleich (Wallner, 2008)). Da in Gründerzeithäuser ausschließlich Decken aus Ziegel bzw. Holz ausgeführt wurden, wird auf diese Versuche nicht näher eingegangen.

### 3.3.1 Geklebte Stahllaschen

Die nachträgliche Verstärkung mittels geklebten, unter Verwendung eines Reaktionsklebstoffs auf Epoxidharzbasis, Stahllaschen kommt aus dem Bereich des Betonbaus. Im Mauerwerksbau wurden sie das erste Mal bei Verstärkungen von geschädigten Stahlsteindecken als zusätzliche Zugbewehrung verwendet. Dabei wurde eine Traglaststeigerung von 50 % gemessen, ohne Ablösung der Applikation. An Mauerwerkswänden konnte aus theoretischen Untersuchungen einer 26 cm dicken und 2,25 m hohen Wand bei einer Auflast mit 100 kN/m eine Erhöhung der Biegetragfähigkeit um 120 % erreicht werden. Dabei ist zu beachten, dass die Temperatur an der Wandoberfläche nicht über 50 °C steigen darf, da

die Tragfähigkeit nicht mehr gegeben ist. Der Verlust der Tragfähigkeit liegt darin, dass die zur Zeit auf dem Markt erhältlichen Epoxidharzkleber eine Temperaturbeständigkeit ohne Wärmebehandlung von etwa 40 – 60 °C haben. Daraus folgt, dass die Stahllaschen für den Brandfall durch Zusatzmaßnahmen geschützt werden müssen. Darüber hinaus ist für einen ausreichenden Korrosionsschutz zu sorgen. (Gunkler, 1993), (S&P, 2015), (Zilch, et al., 2013)

### 3.3.2 Lamellen aus Kohlefasern (CFK)

Die CFK Lamellen werden im Strangziehverfahren hergestellt. Dabei werden die Lamellen mit einer Dicke von 1-3 mm, einer Breite von 50-300 mm und einer Länge von bis zu 500 mm produziert.
(Mihala, 2011) In einer Lamelle mit einer Stärke von 1,2 mm und einer Breite von 50 mm werden etwa 1,3 Millionen Kohlefasern angeordnet. Dabei sind diese Fasern nicht regelmäßig angeordnet und es kann zu Schubkräften durch Umlenkung in den Fasern kommen. Aus diesem Grund sollten die Lamellen Prüfungen unterzogen werden um den Bemessungswert der Dehnung von 0,6 – 1 % zu gewährleisten. Der wesentliche Vorteil gegenüber Stahllamellen liegt in der Korrosionsbeständigkeit und der einfachen Applikation aufgrund des geringeren Eigengewichts. Zur Ausführung gelangen die Lamellen als schlaffe Bewehrung oder vorgespannt, um z.B. bestehende Rissbreiten und Durchbiegungen begrenzt zu kontrollieren. (Bergmeister, 2003) In Abb. 89 sind als Beispiel zwei Varianten aufgezeigt, die veranschaulichen sollen, welche Konstruktionsformen möglich sind.

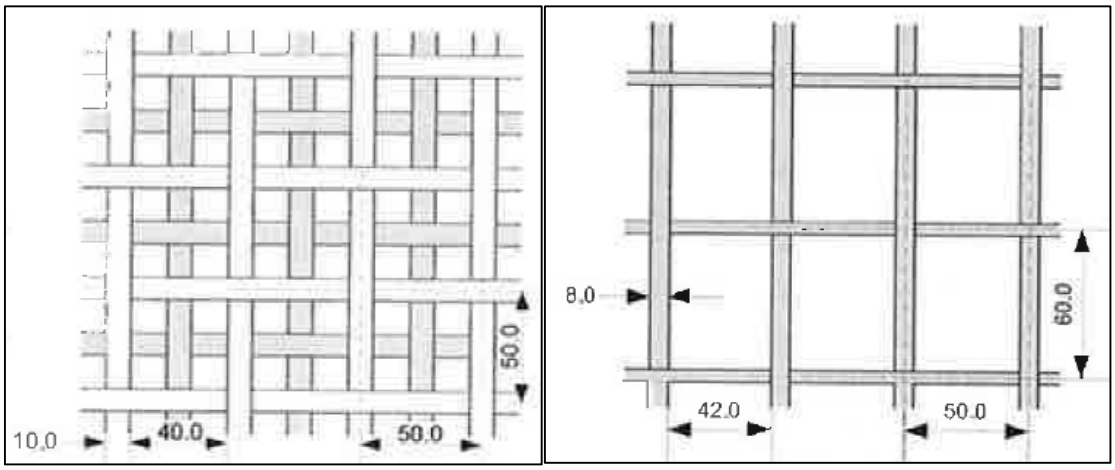



Abb. 89: Beispiele von verschiedenen geprüften Mattenformen aus (Bergmeister, 2003)

CFK Lamellen werden vorwiegend in Gebieten, die seismischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, angewendet. In Deutschland und Österreich liegen bauaufsichtliche Zulassung für die Anwendung von CFK Lamellen vor. Durch einseitiges, vollflächiges Anbringen von Polyestergewebe und beidseitigen vertikal angeordneten Kohlenstofflamellen an den Scheibenenden wird die Tragfähigkeit der Mauerwerksscheibe aufgrund der Erhöhung der Duktilität verbessert.
Aus Versuchen an der EMPA Dübendorf geht hervor, dass sich Wände aus Ziegelmauerwerk bis etwa 60 % der aufnehmbaren Schubkraft elastisch verhalten. Durch eine Laststeigerung kommt es zu einer massiven Rissbildung und einem damit einhergehenden Ablösen der Lamellen aufgrund von Kohäsionsbruch im Mauerziegel infolge des Überschreitens der Festigkeit im Ziegel. Eine weitere Laststeigerung führt zum Bruch durch Überschreiten der maximalen Druckfestigkeit der Mauerwekssteine wobei

die Zugfestigkeit der CFK Lamellen kaum erreicht wird. Nach Ablösen werden die auftretenden zusätzlichen Kräfte nur mehr über die Endverankerung und den Deckenbereich in den Bauteil eingeleitet. Der Schubwiderstand bleibt dabei solange erhalten bis die Kräfte durch die Verankerung nicht mehr aufgenommen werden können. Es kommt zum Ablösen der Lamelle, woraufhin sie die Wirkung einer externen Bewehrung ohne Verbund hat.

In den Versuchen nach (Schwegler, 1994) wurden die Lamellen großflächig verklebt und mit an den Lamellenenden mit Anpressplatten im Mauerwerk oder in nahegelegenen Betonplatten verankert. (Abb. 90 links) In den ersten Testversuchen trat das Problem auf, dass die Lamellenenden aus der Verankerung herausglitten. In weiteren Versuchsreihen wurde die Endverankerung ausschließlich in den Betonplatten verankert und die unteren Wandecken mit Polyestergewebe verstärkt (siehe Abb. 90 rechts). (Schwegler, 1994)

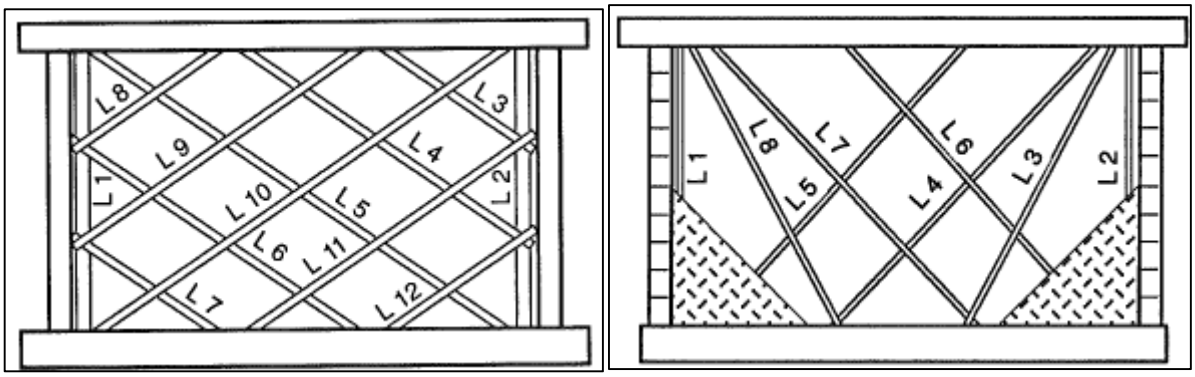



Abb. 90: li: Tragwand mit CFK Lamellen verstärkt - re: Tragwand mit CFK Lamellenverankerung in Betonplatten und Verstärkung der unteren Wandecken mit Polyestergewebe aus (Schwegler, 1994)

Die Verstärkung mit CFK Lamellen setzt einen hinreichenden Reibungsverbund zwischen der Verklebung und dem Mauerwerk voraus. Dabei muss sichergestellt werden, dass der Bestandsmörtel in den Lager- bzw. Stoßfugen im Bereich der Verklebung so weit entfernt wird, dass eine Applikation und Verankerung der CFK Lamellen erfolgen kann.

Kann die Verankerung nicht am Mauerwerk erfolgen, so ist eine Verankerung an der Decke notwendig. Aus Versuchen nach (Schwegler, 1994) erfordert die Verankerung der Lamellen einen hohen Anpressdruck. Aus diesem Grund kann die Endverankerung im Ziegel nicht erfolgen, da diese die maximale Druckfestigkeit des Ziegels übersteigen und somit zum Versagen führen. Aus diesem Grund wird die Endverankerung im Deckenbereich ausgeführt. Dabei trat bei den ersten Versuchen ein Verankerungsbruch im Beton ein, der in weiterer Folge durch höhere Anpresskräfte auf die Lamellen kompensiert werden konnte. (Schwegler, 1994)

Untersuchungen der Endverankerung an bestehenden Holzdecken, wie es für Gründerzeithäuser notwendig wäre, sind aus der aktuellen Literatur nicht zu entnehmen.

Da Werkstoffe ständig thermischen Einwirkungen ausgesetzt sind, kommt es zu kleinsten Rissbildungen. Aus bautechnischer Sicht, und das gilt auch für Verstärkungsmaßnahmen aufgrund höherer Beanspruchungen, ist eine gleichmäßige Rissverteilung erwünscht. Diese Rissverteilung stellt keine Beschädigung dar, solange die Rissbreite nicht zu groß wird. Eine gleichmäßige Rissverteilung kann durch

die Anordnung der Lamellen gesteuert werden. Dies erfolgt am besten symmetrisch zur vertikalen Mittelachse des Bauteils. Je mehr die Lamellen gegen die Vertikale geneigt werden, desto geringer sind die Druckkräfte im Mauerwerk, die durch Schubkräfte entstehen. (Bergmeister, 2003)

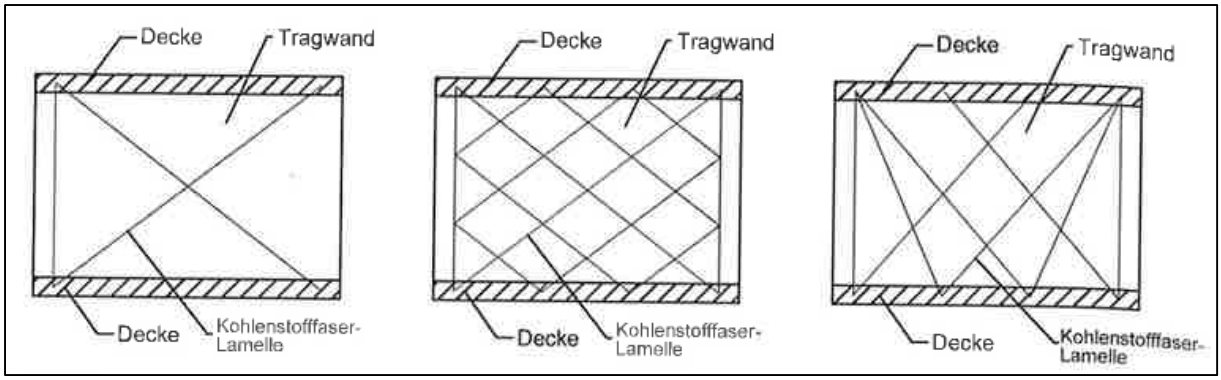



Abb. 91: Lamellenanordnung li: Variante 1 – Mitte: Variante 2 – re: Variante 3 aus (Bergmeister, 2003)

In Abb. 91 sind drei Varianten der Lamellenanordnung dargestellt. In der Variante eins entsteht kein gleichmäßiges Rissbild, da viele Bereiche der Mauerwerksscheibe unverstärkt sind. Bei dieser Anordnung erhöhen die zwei diagonalen Lamellen den Schubwiderstand und die beiden vertikal am Scheibenrand angeordneten Lamellen den Biegewiderstand. Eine Erhöhung des Tragwiderstandes kann durch Anbringen von Polyestergewebe in den Zwischenbereichen erreicht werden. Durch die Anordnung in der zweiten Variante wird ein gleichmäßiges Rissbild erzielt. Für den Fall, dass die CFK Lamellen nicht am Mauerwerk verankert werden können, erfolgt die Endverankerung im Deckenbereich. Somit stellt die dritte Variante die beste Möglichkeit dar, die Schubtragfähigkeit der Wandscheibe zu erhöhen. (Bergmeister, 2003)

Die Befestigung der Endverankerung von CFK Lamellen erfolgt im Mauerwerk entweder mit Injektionsdübeln oder Kunststoffdübel. Dabei versagen Kunststoffdübel, indem sie aus dem Ankergrund gezogen werden. Injektionsdübel versagen hingegen in Lochsteinen durch Steinbruch. (Bergmeister, 2003)

### 3.3.3 Flächige Faserapplikation (FRP)

Als Alternative zu CFK Lamellen wurde Flächige Faserapplikation (FRP-Sheets – Fiber Reinforced Polymer-Sheets) entwickelt. Darunter versteht man Gewebe oder Gelege aus Kohle-, AR Glas- oder Aramidfasern, die in eine Polymer Matrix gebettet sind. (Pech & Zach, 2007), (Berg & Beecken, 2007)

Die Gewebe bestehen aus in Längsrichtung verlaufenden (Kettfäden) und quer dazu verlaufenden Fäden (Schussfäden). Die verschiedenen Bindungsarten, dargestellt in Abb. 92, entstehen beim Weben durch Anheben der Kettfäden und Durchschießen der Schussfäden. Bei den Gewebetypen wird unterschieden zwischen Bidirektionalen-, Unidirektionalen-, Misch- und Hybridgeweben. Bei bidirektionalen Gewebe bestehen sowohl die Kett- als auch die Schussäden aus annähernd demselben Material. Dadurch ergeben sich dieselben Steifigkeiten und Festigkeiten in beide Richtungen. Hingegen überwiegen beim unidirektionalen Gewebe die Kettfäden, während die Schussfäden nur zur Fixierung dienen. Dabei weisen die beiden Fäden unterschiedliche Festigkeiten und Steifigkeiten auf, was dazu führt, dass in Querrichtung keine Kräfte übertragen werden können. Mischgewebe kennzeichnen sich

dadurch, dass sie unterschiedliche Fasertypen in den Kettfäden (z.B. Kohlefaser) und in den Schussfäden (Glasfaser) führen. Dies führt zu unterschiedlichen Festigkeiten und Steifigkeiten. Beim Hybridgewebe werden in Kett- und Schussrichtung unterschiedliche Fasertypen verwendet. Die Festigkeiten und Steifigkeiten können dabei dieselbe Größe aufweisen.

Der Nachteil bei den Geweben liegt darin, dass es durch das Weben zu einer Fadenablenkung und somit zu einer Beanspruchung quer zur Faserrichtung kommt. Durch das anisotrope Materialverhalten der Kohlestofffasern sollte daher die Beanspruchung quer zur Faser vermieden werden. (Bergmeister, 2003)

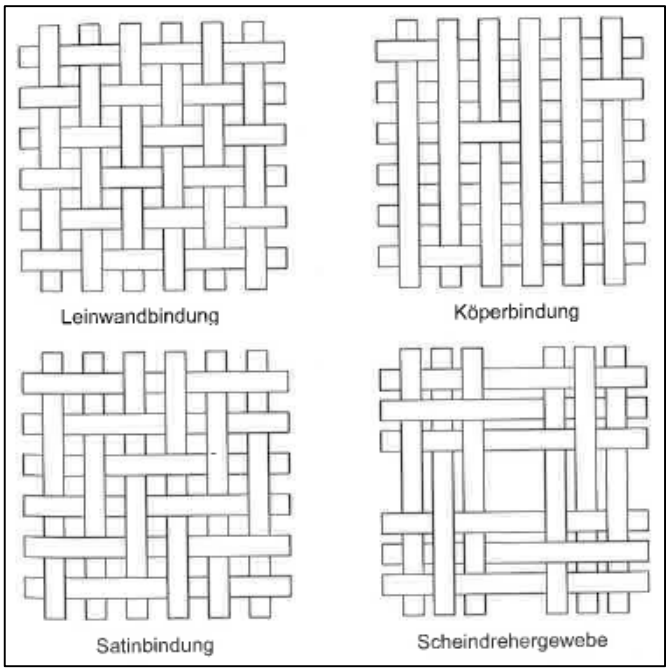



Abb. 92: Typen von Kohlefaser-Geweben aus (Bergmeister, 2003)

Im Gegensatz zum Gewebe, liegen die Fasern beim Gelege in einer Ebene, verlaufen in eine Richtung und werden durch Wirkfäden aus Polyester zusammengehalten (siehe Abb. 93). Da es hier zu keiner Anhebung der Fäden und somit auch zu keiner Fadenablenkung kommt, weisen die Gelege eine höhere Festigkeit und Steifigkeit auf. (Bergmeister, 2003)

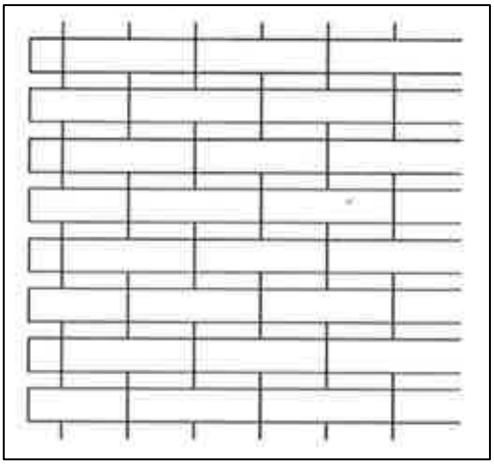


Abb. 93: Kohlenstoffaser Gelege aus (Bergmeister, 2003)

Die Vorteile der Kohlefasern liegen in ihrer hohen Steifigkeit, der geringen Temperaturausdehnung, der geringen Ermüdungsanfälligkeit und ihrer besonders guten Korrosionsbeständigkeit. Ihr Anwendungsgebiet sind vor allem biegebeanspruchte Bauteilen. Alakaliresistente Glasfasern hingegen finden aufgrund ihrer geringen Steifigkeit ihre Anwendung zur Erhöhung der Duktilität, bei Bauteilen die auf Erdbeben beansprucht werden. Aufgrund der hohen Zähigkeit werden Aramidfasern vorwiegend bei Bauteilen verwendet, die z.B. auf Anprall (Brückenpfeiler) beansprucht werden. Allgemein kommen FRP Systeme vorwiegend an Bauteilen mit einer geringen Oberflächenzugfestigkeit oder bei kleinen Verstärkungen zur Anwendung, da sie aufgrund ihrer großen Oberfläche bei der Verstärkung gegen Biegebeanspruchung eine bessere Verbundkraftübertragung aufweisen als CFK Lamellen. Wie auch bei allen FVW ist die Verankerung der FRP-Sheets entscheidend, da sie ein hohes Potential an Optimierung aufweist. (Pech & Zach, 2007), (Berg & Beecken, 2007)

Bei den Geweben und Gelegen aus Carbon besteht das Problem, dass die gewünschte Ablösung von der Oberfläche nicht stattfindet. Dabei spielt die Tatsache eine wesentliche Rolle, dass ohne Verankerung keine zusätzlichen Kräfte zwischen den Decken übertragen werden können und es dadurch zu klaffenden Rissen im Anschlussbereich kommt. Durch einseitige Verklebung von Polyestergewebe kann die Verformbarkeit begünstigt werden, aber nicht das duktile Verhalten. Versuche haben gezeigt, dass sich verstärkte Wände bis etwa 80 % der aufnehmbaren Schubkraft elastisch verhalten.

(Bergmeister, 2003)

In Versuchsreihen wurde an Mauerwerk, unter anderem aus historischem Ziegel (Mz12-Reichsformat 25 x 12 x 6,5 cm) und mit einer Verstärkungen aus vorwiegend unidirektionalen Glasfasergelege, das Verbundverhalten untersucht. Da die Verankerung an Betonplatten erfolgte, wird in dieser Arbeit nicht näher darauf eingegangen und auf (Pfeiffer & Seim, 2010) verwiesen.

In (Kalker, 2007) wurde ein Modell entwickelt, um unbewehrtes Mauerwerk, welches mit bidirektionalem Textilgewebe verstärkt wurde, abzubilden. Die Grundlage für die zyklischen Berechnungen bildeten Versuche an hohen Schubwänden, die zwischen zwei Betonplatten gelagert wurden. (Vergleich (Ötes & Löring, 2003)

*„In der Vergangenheit wurden Untersuchungen mit texilverstärktem Mauerwerk bisher hauptsächlich an Stützen oder über das out-of-plane-Verhalten von Wänden durchgeführt. In der Literatur sind daher kaum Versuche an textilverstärkten Mauerwerksscheiben zu finden. Die wenigen Berichte, die sich auf das Tragverhalten von textilverstärkten Mauerwerkswänden in der Ebene beziehen, sind hinsichtlich der Materialkennwerte von Mauerwerk und/oder Textilverstärkung so unvollständig, dass eine Nachrechnung dieser Versuche nicht sinnvoll erscheint.“* (Kalker, 2007)

Da bei diesen Versuchen die Mauerwerksscheiben zwischen Betonplatten gelagert wurden, wird auf (Kalker, 2007) verwiesen.

### 3.3.4 Faserverbundbewehrung FVB

Aufgrund des hohen Faseranteiles von etwa 75 Vol. % spricht man nicht mehr von Faserverbundwerkstoffen, sondern von einer Faserverbundbewehrung. Neben Glas werden als Werkstoffe für Faserverbundbewehrungen auch Kohlenstoff, Aramid, Basalt oder Karbon angewendet. Von den genannten Werkstoffen haben die Karbonfasern die höchsten Festigkeiten und Steifigkeiten, die im Bereich von

Spannstählen liegen. Vergleichsweise schlagen sich diese mit hohen Herstell- und Materialkosten nieder und kommen daher vorwiegend als Spannglieder von Betonbauteilen zum Einsatz.
(Jütte & Venter, 2014) Seit 2008 gibt es in Deutschland eine erste allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den dauerhaften Einsatz einer Glasfaserbewehrung, daher kann diese seitdem als statisch tragende Bewehrung für Betontragwerke verwendet werden. Für den Einsatz von Glasfaserbewehrung im Mauerwerksbau gibt es zurzeit keine europäische Normen oder Richtlinien. (Jütte & Venter, 2014) Den Verbund bildet die Bewehrung mit der Harzmatrix. Dabei hat der Klebstoff die Aufgaben die Lagesicherheit der Fasern zu gewährleisten, zwischen den einzelnen Fasern die Last zu übertragen sowie die Fasern vor schädlichen Einflüssen zu schützen. (Haka, 2011) Von den Harzen werden vorwiegend Epoxid, Polyester und Vinylester verwendet. Ähnlich wie bei Holz verhält sich die Glasfaserbewehrung in den Richtungen längs und quer des Faserverlaufs. Dabei weist dieser stabförmige Werkstoff hohe Zugfestigkeit in Längsrichtung und geringe Querdruck- und Querzugfestigkeiten normal zur Faserrichtung auf. (Jütte & Venter, 2014) Die mechanischen Eigenschaften von CFK-, GFK- und Aramidstäben im Vergleich zu Stahl mit einer Güte von S235 sind in Tab. 27 aufgelistet.

| Mechanische Eigenschaften | | CFK Stäbe | GFK Stäbe | Aramid Stäbe | Stahl (S235) |
|---|---|---|---|---|---|
| Ø 10 mm | Zugfestigkeit [N/mm²] | 2 300 | 800 - 1 000 | 1 400 | 235 |
| | Traglast [kN] | | 75 | 110 | |
| | E-Modul [N/mm²] | 130 000 | 40 | 60 000 | 210 000 |
| | Dichte [g/cm³] | 1,6 | 1,9 | 1,3 | 7,85 |

Tab. 27: Mechanische Eigenschaften von FVW nach (Sireg, 2015)

Die Durchmesser der GFK Stäbe liegen in der Größenordnung von Bewehrungsstählen (4-6 mm und 38-40 mm), da sie ursprünglich als Ersatz für Betonstahl gedacht waren. Der Nachteil der Glasfaserbewehrung liegt darin, dass sie nicht schweißbar ist. (Jütte & Venter, 2014) Die unterschiedliche Profilierung von GFK Stäben ist in Abb. 94 dargestellt.

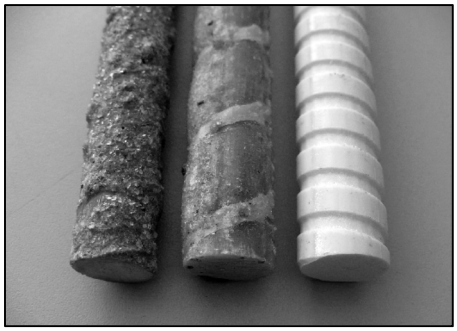


Abb. 94: unterschiedliche Glasfaserstäbe aus (Jütte & Venter, 2014)

Aus Tab. 28 ist ersichtlich das laut (Breit, et al., 2011) und Dywidag (DSI, 2015) das Verhältnis von aufnehmbaren Zuglasten zu Scherlasten bei GFK Stäben etwa 1:2 ist. Hingegen können Aramidfaserstäbe keine Querkräfte übertragen. Dies bewirkt einen wesentlichen Vorteil von GFK Stäben gegenüber anderer Faserverbundwerkstoffe.

| Mechanische Eigenschaften | GFK Anker | | Aramidfaserstäbe |
|---|---|---|---|
| | (Breit, et al., 2011) | Dywidag | (Breit, et al., 2011) |
| | Ø 22 - 28 mm | Ø 25 mm | Ø 10 mm |
| Bruchlast (Zug) [kN] | 360 - 560 | > 350 | 109 |
| Bruchlast (Quer) [kN] | 160 - 250 | 160 | - |
| E - Modul [N/mm²] | 40 000 | 40 000 | 60 000 |

Tab. 28: Vergleich der Bruchlast Quer (Scherbruchlast) zwischen GFK Anker und Aramidfaserstäbe aus (Breit, et al., 2011), (DSI, 2015)

Die Bemessung von Bewehrung im Mauerwerksbau erfolgt nach ÖNORM EN 1996-1-1, in dem oft Bezug auf den Eurocode 2 genommen wird. Nach (Jütte & Venter, 2014) schließt der Eurocode 6 *„den Einsatz von Bewehrungsmaterial, welches nicht aus Stahl besteht explizit“* aus. (Vergleich hierzu Punkt 3.4 aus ÖNORM EN 1996-1-1). Die abZ ComBar hat zur Zeit die einzige Zulassung der Glasfaserbewehrung in Europa. In (Jütte & Venter, 2014) werden daher Hinweise aus der abZ Combar oder nach neuesten Erkenntnissen aus der Forschung von glasfaserbewehrten Betonbauteilen entnommen. Für eingesetzte Glasfaserbewehrung sollte, z.B. in Deutschland, vom DIBt in Berlin zugelassen sein oder eine Zustimmung im Einzelfall beantragt werden. (Jütte & Venter, 2014)

## 3.4 Stahlrahmen

Die Kompensationsmaßnahme von Wanddurchbrüchen in Schubwänden in Wien wird vorwiegend mittels Stahlrahmen ausgeführt. Das primäre Ziel einer Kompensation sieht vor, dass eine weitgehende ungestörte Weiterleitung der auftretenden Kräfte im Tragwerk erfolgt, ohne dies zu verschlechtern. Bei der Weiterleitung der Kräfte ist *„die Frage, ob die angrenzenden Querwände (Außenwandpfeiler und Mittelmauer) für die Zwischenwände in Wiener Gründerzeithäusern (sicher) mitwirken“,* noch nicht beantwortet. (Bauer, et al., 2013) Da die Mitwirkung auf der sicheren Seite liegt, wird empfohlen, diese anzusetzen. Bei Untersuchungen von Schubwänden mit einem Breiten zu Höhen Verhältnis von 4 m bis 5,5 m zu 17 bis 19 m wurden erwartbare Eigenschwingzeiten von etwa 1-2 Sekunden, je nachdem ob die Flanschanteile berücksichtigt wurden oder nicht, erreicht. Bei der Ermittlung der Geschossdrift einer Mauerwerksscheibe überwiegen die Verformungsanteile aus Biegung bei Weiten gegenüber den Verformungsanteilen aus Schub. *„Das bedeutet, dass ein Großteil der Geschoßdrift bis zum Erreichen von $F_y$ aus der Verdrehung der Querschnitte unterhalb des betrachteten Querschnittes resultiert.“* (Bauer, et al., 2013) Obwohl das Rahmentragwerk, allein für sich, die Horizontalkräfte über die Momententragwirkung abträgt, verhalten sich, bei den Verformungen, Wandscheibe und Rahmen gleich. Bei der Mauerwerkscheibenkompensation wird die plastische Rotationskapazität des Rahmentragwerkes mit der Verschiebungskapazität der Mauerwerksscheibe begrenzt. Daraus folgt, dass Stahlrahmen, der Querschnittsklasse 1 und 2, nicht gut nutzbar sein werden. Der Grund liegt darin, dass *„sich die Rahmenachse vom Mauerwerksverband dafür zuerst lösen müsste“* (Bauer, et al., 2013) Es ist davon auszugehen, dass nicht nur in einem Geschoss Kompensationsmaßnahmen durchgeführt werden. Dabei ist Sorge zu tragen, dass in jedem Zwischen- und Endzustand, die gemischte Rahmen- Mauerwerksscheiben, den Zustand des Gebäudes nicht verschlechtern dürfen und die vorhandene Zuverlässigkeit zumindest gleich bleibt. In Abb. 95 ist ein Ausführungsvorschlag abgebildet. (Bauer, et al., 2013)

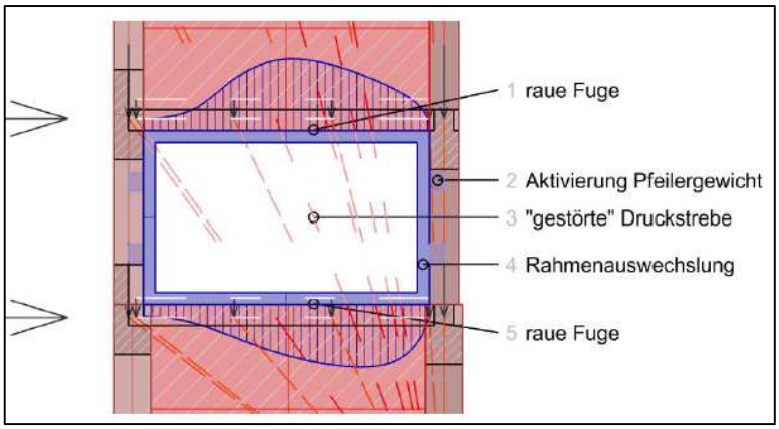



Abb. 95: Ausführungsvorschlag zur Schubwandkompensation mit Stahlrahmen aus (Bauer, et al., 2013)

Werden geschoßweise Aussteifungselemente unterbrochen, müssen die auftretenden Kräfte in nahegelegen Aussteifungswände umgeleitet werden. Dabei ist sicher zu stellen, dass diese Wände die höhere Belastung aufnehmen können. Maßnahmen zur Umleitung dieser Kräfte bedürfen eines massiven Eingriffs in das Bestandgebäude mit einer gleichzeitigen wesentlichen Einschränkung der Nutzung für die Bewohner. (Pech & Zach, 2007)

# 4. Leistungsbeschreibung und Kostenschätzung

Da jedes Bauprojekt für sich einzigartig ist und aus diesem Grund keine allgemeine Aussage über einen Verstärkungsbereich getroffen werden kann, sind die Leistungsbeschreibungen für konstruktive Verstärkungsmaßnahmen in dieser besonderen Form nicht standardisiert.
In diesem Kapitel werden Kostenschätzungen von Verstärkungsmaßnahmen angegeben, die aus der Baupraxis eingeholt wurden. Darüber hinaus werden Punkte formuliert, die bei einer Erstellung einer Leistungsbeschreibung zu berücksichtigen wären. Die Einholung zur Kostenschätzung und/oder Leistungsbeschreibungen bzw. Arbeitsabläufe erfolgte durch wiederholter schriftlicher und telefonischer Anfragen bei Firmen aus der Bauindustrie. Die Angabe der Kostenschätzung wird anonymisiert, bezogen auf den Einheitspreis, dargestellt. Die Kosten sind ohne Umsatzsteuer (netto) aufgelistet. Bei Ausschreibungen sind zusätzlich die Baustellengemeinkosten zu berücksichtigen, welche in den angegebenen Kosten nicht inkludiert sind. Die angegebenen Kosten sind Richtwerte.

Nachfolgend das Schreiben, welches für die Einholung von Kosten und/oder Inhalten für Leistungsbeschreibungen aus der Bauindustrie verfasst wurde:

Sehr geehrter Damen und Herren,
ich schreibe zur Zeit an der TU Wien – Institut für Hochbau und Technologie meine Diplomarbeit zum Thema „Konstruktive Verstärkungsmaßnahmen von unbewehrten Ziegelmauerwerk bei Gründerzeithäusern“. (http://www.hochbau.tuwien.ac.at/lehre/diplomarbeiten/laufende-diplomarbeiten/)
Ich bin auf der Suche nach bekannten Verstärkungsmaßnahmen von unbewehrten Ziegelmauerwerk (Normalformat – Gründerzeit)
Die bis dato recherchierten konstruktiven Verstärkungsmaßnahmen sind folgende Varianten:

- Verpressanker/Vernadelung
- Vorsatzschalen/Spritzbetonschalen
- CFK Lamellen (Aramid-Stäbe)
- Mauerwerks Injektionen
- GFK Stäbe

Haben Sie für die Ertüchtigung/Instandsetzung von Mauerwerk eine Ansprechperson in Ihrem Unternehmen betreffend Information/ Ausschreibungstexte/ Preise/Forschung oder Erfahrung?
Mit besten Dank im Voraus und freundlichen Grüßen
Peter Krohn

Aufgrund der geringen Rückmeldungen können nur für die folgenden Verstärkungsmaßnahmen Kosten bzw. ein Vorschlag für Inhalte einer Leistungsbeschreibung gegeben werden.

**Injizieren**

Das Injizieren mit organischen Harzen wird zur Erhöhung der Mörtelfestigkeit in der Baupraxis vorwiegend als „Mauerwerksverfestigung“ oder als „Verpressen“ bezeichnet. In Tab. 35 ist die Verstärkungsmaßnahme in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung, ihrer Anwendungsgebiete und der Schätzung der Kostenspanne dargestellt. Dabei konnten folgende Kostenspannen für die einzelnen, in

Betracht kommenden Positionen, eingeholt werden (siehe Tab. 29). Auf Grund der Rückmeldungen ist es ersichtlich, dass diese Verstärkungsmaßnahme am häufigsten angewendet wird.

| Position | Einheit | Einheitspreis |
|---|---|---|
| Mauerwerksverfestigung mit Epoxidharz bei 40 - 60kg/m³ Verbrauch/m³ | m³ | 100 € - 700 € |
| Mehrverbrauch EP Harz über 50kg/m³ | kg | 6,5 € - 8 € |
| Mauerwerksverdämmung im Innenbereich | m² | 15 € - 35 € |

Tab. 29: Kostenschätzung für Mauerwerksverfestigung mit organischen Harzen

Die bereits bestehenden Leistungsbeschreibungen unterstreichen die Argumentation, dass das Injizieren mit Harzen die am häufigste angewendete Verfestigung von Bestandsmauerwerk darstellt.
Für bestehende Leistungsbeschreibungen wird auf die Richtlinie der ÖBV für „Injektionstechnik-Teil 2: Mauerwerk“ (2014) verwiesen. (ÖBV, 2014-08)
Für das Verfestigen mit mineralischen Stoffen zur Abdichtung von Mauerwerk wurden keine Kosten eingeholt, da dies keine konstruktive Verstärkungsmaßnahme darstellt. Für die nachträgliche Abdichtung wird bzgl. der Leistungsbeschreibungen auf die LBH LG 14 – Besondere Instandsetzungsarbeiten, für „Nachtr.waagrechte Mwk.Abdichtung mechanisch“ und „Nachtr.waagrechte Mwk.Abdichtung Injektion“, verwiesen.

Für das Verfassen einer individuellen Leistungsbeschreibung für das Verpressen mit organischen Harzen zur Erhöhung der Mörtelfestigkeiten sollten folgende Punkte berücksichtigt werden, um ein gewünschtes Verfestigungsziel zu erreichen.

- Voruntersuchungen des Bestandsmauerwerks durchführen (z.B. Proben entnehmen und in Prüfanstalten untersuchen lassen)
- Angaben über HKLS Installationen einholen
- Genaue Erkundung über unbekannte größere Hohlstellen wie z.B. zugemauerte Schächte
- Dimensionen der Rasteranordnung (z.B. 20 / 20 cm) und Dimensionen der Bohrungen (z.B. DN 10 – 14mm) und daraus folgend die Bohrungen/m²
- Bohrtiefe festlegen (ca. 2/3 – 3/4 der Mauerwerksstärke)
- Verfahrensfestlegung für die Bohrungen und das Injizieren
- Es sind Vorkehrungen/Maßnahmen gegen eine Staubbelastung zu treffen
- Abstimmung der Suspension auf Grundlage des bestehenden Mörtels
- Überlegungen über die Menge des Harzverbrauches (kg/m³)
- Verdämmung des Mauerwerks, um Harzaustritt zu vermeiden
- Mehrverbrauch des Harzes berücksichtigen, da es zum Materialaustritt kommen wird
- Eine Endkontrolle nach dem Aushärten des Harzes mittels Bohrkernentnahme sollte berücksichtigt werden
- Festlegung der gewünschte Mörtelfestigkeit vor der Injektion
- variiert der Harzverbrauch zwischen 40-80 kg/m³

Des Weiteren sind die wesentlichen Arbeitsschritte bei der Mauerwerksverfestigung mit Epoxidharz angeführt:

- das Herstellen einer Verdämmung,
- das Setzen der Bohrlöcher,
- gründliches Reinigen der Injektionskanäle vor der Injektion,
- das Setzen der Injektionspacker,
- Injizieren des Harzes: Der Verpreßvorgang hat so lange zu erfolgen, bis ein erhöhter Widerstand eintritt und das Injektionsgerät einen geringeren Verpressimpuls anzeigt bzw. Austritt des Injektionsgutes am Nachbarpacker zu erkennen ist.
- das Entfernen der Injektionspacker,
- das Schließen der Löcher sowie
- die Entscheidung treffen, ob die Verdämmung entfernt wird oder nicht.

**Vernadeln**

Das Vernadeln sowohl mit Gewindestangen aus Edelstahl als auch mit Spiralankern ist in Tab. 35 in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung, ihrer Anwendungsgebiete und der Kostenspanne dargestellt. In Tab. 30 ist die Kostenspannweite für das Vernadeln mit Spiralankern bezogen auf den Einheitspreis möglicher Positionen dargestellt.

| Position | Einheit | Einheitspreis |
|---|---|---|
| Mauerwerksverfestigung mit Epoxidharz bei 40 - 60kg/m³ Verbrauch/m³ | m³ | 100 € - 700 € |
| Vernadeln pro Laufmeter je nach Durchmesser und Lage. | lfm | 40 € - 170 € |
| Mauerwerksverdämmung im Innenbereich | m² | 15 € - 35 € |

Tab. 30: Kostenschätzung für Vernadeln mit Spiralanker

Inhalte für eine Leistungsbeschreibung können aufgrund der fehlenden Rückmeldungen nicht angegeben werden.

**Vorspannen**

Für eine nachträgliche Verstärkung durch Vorspannung mit Stabstählen oder mit Faserverbundwerkstoffen konnten keine Kosten und/oder Inhalte für Leistungsbeschreibungen eingeholt werden. In Tab. 35 ist die Verstärkungsmaßnahme in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung und ihrer Anwendungsgebiete dargestellt.

**Verstärkungsschalen mit Spritzbeton**

Das nachträgliche Verstärken mit einer Spritzbetonschale und Bewehrungsmatte sowohl aus Betonstahl als auch aus Faserverbundwerkstoffen ist in Tab. 35 in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung und ihrer Anwendungsgebiete dargestellt. Eine Kostenspannweite konnte nur für eine Verstärkungsschale aus Spritzbeton mit einer betonstahlbewehrten Matte eingeholt werden. In Tab. 31 ist die Kostenspannweite für eine Spritzbetonschale mit einer Bewehrungsmatte aus Betonstahl bezogen auf den Einheitspreis möglicher Positionen dargestellt.

| Position | Einheit | Einheitspreis |
|---|---|---|
| 7cm Stahlbeton Vorsatzschale inkl. Bewehrung aus Betonstahl und Steckeisen | m² | 150 € - 300€ |

Tab. 31: Kostenschätzung für Verstärkungsschalen aus Spritzbeton mit Bewehrungsmatten aus Betonstahl

Das Sichern mit Spritzbeton und das Herstellen einer Spritzbetonschale zwischen Betonpfählen werden in der LG 03 der LeistungsBeschreibung für den Hochbau (LBH) geregelt. Eine standardisierte Regelung für die Spritzbetonschalen auf Ziegelmauerwerk ist hingegen nicht vorhanden.

Für das Verfassen einer individuellen Leistungsbeschreibung für das Herstellen einer Verstärkungsschale aus Spritzbeton mit einer Bewehrungsmatte sollen im Wesentlichen folgende Punkte berücksichtigen:

- Etwaige Verstärkungsmaßnahmen, wie z.B. Mauerwerksverfestigung, sollten abgeschlossen sein
- Voruntersuchungen des Bestandsmauerwerks durchführen (z.B. Proben entnehmen und in Prüfanstalten untersuchen lassen)
- Herstellen einer flachen ebenen Fläche am Bestandsmauerwerk
- Verlegen und Sichern einer betonstahlbewehrten Matte und Sicherung mittels Steckeisen
- Es sind Vorkehrungen/Maßnahmen gegen eine Staubbelastung zu treffen
- Eine statische Berechnung für die Gewährleistung der Standsicherheit ist zu erbringen.
- Es sind Maßnahmen für die Abdichtung der Wand zu treffen
- Festlegen des Verfahren zum Aufbringen des Spritzbetons

**Faserverbundwerkstoffe FVW**

Das nachträgliche Verstärken mit Faserverbundwerkstoffen mit all seinen Varinaten aus Kapitel 3.3 ist in Tab. 35 in Abhängigkeit seiner Beanspruchung und seiner Anwendungsgebiete dargestellt.
Aufgrund der Recherche anhand der Literatur und der Rückmeldungen ist es ersichtlich, dass diese Verstärkungsmaßnahmen an Ziegelmauerwerk noch nicht weit genug erforscht wurden um in der Praxis ihre Berechtigung zu finden. Dies gilt für alle Varianten die in Kapitel 3.3 angeführt wedren. Die vorwiegenden Anwendungsgebiete der Faserverbundwerkstoffe liegen in der Verstärkung von Stahlbetonbauteilen. Für die Varianten mit CFK Lamellen und Faserverbundbewehrung wurden dennoch Kosten, allerdings für Stahlbetonteile geltend, eingeholt. Für die nachträglichen Verstärkungsmaßnahmen mit CFK Lamellen, FRP sheets konnten Inhalte für Leistungsbeschreibungen eingeholt werden.

**CFK Lamellen**

Die Kosten hängen vorwiegend von der verwendeten Lamelle, ihrer Dimension und dem E-Modul ab. In der angegeben Kostenspannweite in Tab. 32 sind keine Kosten für etwaigen Brandschutz berücksichtigt. Des Weiteren ging aus der Rückmeldung nicht hervor ob die Verklebung bereits inkludiert ist.

| Position | Einheit | Einheitspreis |
|---|---|---|
| CFK Lamellen für Bauteile aus Stahlbeton | lfm | 30 € - 140 € |

Tab. 32: Kostenschätzung für CFK Lamellen bei Bauteilen aus Stahlbeton

Für das Verfassen einer individuellen Leistungsbeschreibung sollten analog zu der Verstärkung bei Bauteilen aus Stahlbeton folgende Überlegungen bei der Verstärkung mit CFK Lamellen bzw. FRP sheets an Ziegelmauerwerk getroffen werden:

- Es sollten keine störenden Elemente im Verlegungsbereich vorhanden sein
- Die Oberfläche des Ziegelmauerwerks sollte eine ausreichende Haftzugsfestigkeit aufweisen
- Ein Entfernen von anderen Applikationen, wie z.B. Putz, muss gegeben sein
- Der Untergrund sollte mit geeigneten Maßnahmen vorbehandelt (z.B. Schleifen) und staubfrei sein
- Entfernen von seitlich austretendem Kleber
- Reinigen der Lamelle

Hinsichtlich der Endverankerung sind folgende Punkte und Arbeitsschritte zu beachten:

- Einmessen und Anzeichnen der Aussparung
- Einschneiden des Bereiches im Bestandsmauerwerk
- Entfernen des Materials im Bereich der Aussparung
- Bohren und Versetzen des Befestigungsmittels (z.B. Dübel)
- Untergrund reinigen
- EP-Mörtel in die Aussparung einbringen
- Grundplatte einkleben
- nach dem Aufbringen der CFK-Lamelle die Endbereiche mit Kleber beschichten und
- den Kleber auf die Deckplatte aufbringen
- Deckplatte montieren

**Faserverbundbewehrung FVB**

Die Kosten hängen vorwiegend von dem Durchmesser und der Lage des Ankerstabes ab. In Tab. 33 ist die Kostenspannweite für eine nachträgliche Verstärkungsmaßnahme mit einer Faserverbundbewehrung aus Glasfaser bezogen auf den Einheitspreis möglicher Positionen dargestellt.

| Position | Einheit | Einheitspreis |
|---|---|---|
| GFK Stäbe pro Laufmeter Ankerstab je nach Durchmesser und Lage | lfm | 75 € - 400 € |

Tab. 33: Kostenschätzung für GFK Stäbe

**Stahlrahmen**

Eine häufige Ersatzmaßnahme für Öffnungen bzw. entfernten Wänden, ist das Herstellen eines Stahlrahmens, also im Wesentlichen das Zusammenfügen von Stahlprofilen. Diese Leistungen können z.B. aus der LBH LG 14 aus mehreren Positionen entnommen werden. In Tab. 35 ist die Verstärkungsmaßnahme in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung und ihrer Anwendungsgebiete

dargestellt. Für das Verfassen einer individuellen Leistungsbeschreibung für das Herstellen eines Ersatzrahmens sollten folgende Punkte berücksichtigt werden:

- Vorbereiten des Untergrundes (Decke)
- Ausbilden des Auflagers aus Beton, auf dem die Stahlstützen befestigt werden
- Herstellen eines Verbundes zum Mauerwerk
- Etwaiger Brandschutzmaßnahmen berücksichtigen
- Maßnahmen gegen die Schallübertragung
- Unterfangen der Öffnung
- Anlieferung der Stahlprofile zum Verstärkungsbereich

Im Allgemeinen liegt die Beschreibung der Leistung von Verstärkungsmaßnahmen im Ermessen des Ausschreibers und der Komplexität des zu verstärkenden Bereiches.

# 5. Zusammenfassung und Ausblick

Das Ziel dieser Arbeit ist es, die Charakteristik und Verstärkungsmöglichkeiten von gründerzeitlichem Mauerwerk aufzuzeigen. Es wird ein Überblick von nachträglichen konstruktiven Verstärkungsmaßnahmen von einschaligem unbewehrtem Ziegelmauerwerk in Abhängigkeit der Beanspruchung dargestellt. Darüber hinaus wird eine etwaige Kostenschätzung zu den Verstärkungsmaßnahmen als wirtschaftliche Entscheidungshilfe angegeben.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden zuerst die theoretischen Grundlagen umrissen. Dabei wurde ein geschichtlicher Abriss der Gründerzeit (1840 – 1918) in Wien mit seinen Wohnbauten in der Früh-, Hoch- und Spätgründerzeit gegeben. Des Weiteren wurde die Geschichte des Mauerwerksbaus von der Erstellung des Mauerwerksverbandes aus Naturstein im 2. Jahrtausend v. Chr. bis zur industriellen Fertigung von Ziegelmauerwerk in der Gründerzeit kurz erläutert. Ein weiteres Kapitel der theoretischen Grundlagen beschäftigt sich mit der Konstruktion von Gründerzeithäusern von der Fundierung bis zum Dachstuhl. Gebäude wurden nach handwerkstechnischen Regeln errichtet. Ab etwa 1859 hielt eine Regelung der Konstruktionsweise in den Wiener Bauordnungen Einzug.

Im Kapitel Ziegelmauerwerk wird vor allem auf die verschiedenen Ziegelformaten und Mörtel der Gründerzeit eingegangen, sowie die Verbandsarten beschrieben.

Anschließend werden die Druck-, Schub- und Biege(haft)zugfestigkeiten, ihre Wirkungsweise sowie rechnerische Ansätze und Versagenstheorien betrachtet. Die Bemessung von einschaligem unbewehrtem Ziegelmauerwerk entwickelte sich mit der Geschichte der Bemessungskonzepte. Während in der Gründerzeit nach traditionellen Handwerksregeln gemauert wurde, wird nach dem aktuellen Stand der Technik nach Normen und Richtlinien, die auf dem Semiprobalistischen Sicherheitskonzept beruhen, bemessen. Vergleichend werden in diesem Kapitel Lastannahmen aus den Normalien ÖIAV mit Lastannahmen der Eurocodes verglichen. Bei der Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk nach dem aktuellen Stand der Technik werden die Nachweise nach ONR 21996 geführt, für die ein exemplarisches Zahlenbeispiel angegeben wird.

Um die Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk bestimmen zu können, müssen auch die einzelnen Komponenten, Ziegel und Mörtel, betrachtet werden. Also werden im Kapitel Prüfverfahren die einzelnen Bestimmungsmöglichkeiten der Festigkeitseigenschaften, sowohl zerstörend als auch zerstörungsarm, von Ziegel, Mörtel und Mauerwerk erläutert. Anschließend werden die möglichen Ursachen für nachträgliche konstruktive Verstärkungsmaßnahmen im Kapitel der Ursachen dargelegt. Dabei sind nachträgliche konstruktive Verstärkungsmaßnahmen aufgrund von Dachgeschoss Ausbauten, dem nachträglichen Einbringen von Öffnungen und aufgrund der Nachweise nach dem aktuellen Stand der Technik auszuführen. (siehe Tab. 34).

| Ursache | Beanspruchung durch | Beanspruchung auf |
|---|---|---|
| Erdbeben | vorwiegend Horizontale Kräfte | Schub |
| Wind | Horizontale Kräfte; Normalkräfte durch Lastableitung | Biegung; Druck |
| DG Ausbau | Normalkräfte durch Lastableitung | Druck |
| Öffnungen in Wandscheiben | Horizontale Kräfte | Schub |

Tab. 34: Beanspruchungen auf das Mauerwerk, abhängig von Ursachen für Verstärkungsmaßnahmen

Der Vollständigkeit halber ist zu erwähnen, dass bei schlanken Bauteilen, die durch Normalkraft beansprucht werden, die Beanspruchung auf Knicken hervorgerufen wird und der Nachweis auf Stabilität zu führen ist. In der Regel kommen schlanke Bauteile bei Mauerwerksscheiben in Gründerzeithäusern nicht vor, daher wurde diese Art der Beanspruchung nicht berücksichtigt.

Bevor Umbaumaßnahmen beauftragt werden, muss eine Bestandserhebung erfolgen. Durch Umbauten an Bestandsbauwerken entsteht ein neuer Konsens. Des Weiteren ist seit 2014 mit dem Beginn von Umbauten ein Bauwerksbuch zu führen, um Instandhaltungen von Gebäuden für Behörden kontrollierbar zu machen.

Die auszuwählende Verstärkungsmaßnahme hängt nicht nur von der entsprechenden Erhöhung der Beanspruchung ab, sondern auch vom Bereich an dem die Maßnahme gesetzt werden soll.

In Tab. 35 sind die konstruktiven Verstärkungsmaßnahmen an unbewehrten Ziegelmauerwerk, die in dieser Arbeit erläutert wurden, zusammenfassend in Form einer Matrix in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung, der Anwendungsgebiete und einer geschätztem Kostenspanne dargestellt.

Das Resümee dieser Arbeit ist, dass in der Literatur eine Vielzahl von nachträglichen konstruktiven Verstärkungsmaßnahmen beschrieben werden. Diese werden jedoch noch nicht baupraktisch angewendet. Hingegen sind vor allem Verstärkungsmaßnahmen wie z.B. jene der Mauerwerksverfestigung durch Injektion mit organischen Harzen nicht mehr wegzudenken. Aus Sicht des Autors ist vor allem der Entwicklung der Faserverbundwerkstoffe zur Verstärkung an Ziegelmauerwerk große Aufmerksamkeit zu widmen.

Auf Grund der geringen Anzahl an Möglichkeiten für nachträgliche konstruktive Verstärkungsmaßnahmen, die in der Baupraxis angewendet werden, ist es schwierig eine wirtschaftliche Entscheidung hinsichtlich der Kosten zu treffen. Daher wäre es sinnvoll die Endverankerung von FVW an Holzdecken zu untersuchen, für den Fall, dass die Verankerung am Mauerwerk nicht möglich ist.

Die zukünftigen Forschungsarbeiten hinsichtlich der Endverankerung von FVW an Holzdecken werden mit den wirtschaftlichen Zahlen hinsichtlich dem Potential der Aufstockungen bzw. Ausbau von Dachgeschoßen unterstrichen.

| Maßnahme | Verstärkungsmaterial/-art | Beanspruchung | Auswirkung auf das Mauerwerk | Anwendungsgebiete | Kostenschätzung [EHP] |
|---|---|---|---|---|---|
| Injizieren | Verpressen der Hohlräume bzw. des Mörtels durch das Einbringen von organischen Harz | Druckbeanspruchung<br>Horizontalen und Vertikalen Schub zentrischen Zwang<br>Biegung normal und II zur Lagerfuge | Verbesserung der Haftscherfestigkeit und der Druckfestigkeit von Mwk. Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit | - Konsolidierung von gestörten Mauerwerksbereichen<br>- Konsolidierendes Füllen von Hohlräumen<br>- Verfestigung des Fugenmörtels<br>- Kraftschlüssiges Füllen von Rissen und Hohlräumen | 100 - 700 €/m³ |
| Vernadeln | Verpressen von Gewindeanker aus Edelstahl mit organischen Harz | Horizontalen und vertikalen Schub zentrischen Zwang<br>Biegung normal und II zur Lagerfuge | Aufnahme von Zugkräften | - Sicherung von gerissenen Bauteilen<br>- Abdeckung von Gewölbe- oder Bogenschüben<br>- Zusammenfügen und Zusammenbinden von Bauteilen<br>- Überbrücken von Arbeitsfugen und Zugkraftaufnahme in Bauzuständen<br>- Sicherung gegen dynamische Einwirkungen | 40 - 170 €/lfm |
| Vernadeln mit Spiralanker | Verpressen von verdrillten, glatten Bewehrungsstäbe aus Edelstahl mit organischen Harz | Horizontalen und vertikalen Schub zentrischen Zwang<br>Biegung normal und II zur Lagerfuge | Behindern von Rissöffnung durch Aufnahme und Verteilung von Dehnungen | - Rissverklammerung | 5 - 15 €/lfm |
| Vorspannen | Vorspannung mit nachträglichem Verbund mit Stabstähle mit durchgehendem aufgewalztem Gewinde | Horizontalen und vertikalen Schub zentrischen Zwang<br>Biegung normal und II zur Lagerfuge | Aufnahme von Zugkräften<br>Erhöhung der Biegedruck- und Schubtragfähigkeit | - Schließens vorhandenen Risse<br>- Auflagerbereiche von Gewölbedecken<br>- hohe Giebelwände<br>- Aussteifungswände<br>- Kirchen, Schlössern, Klöstern | |
| | Vorspannen mit Aramidstäben | Horizontalen und vertikalen Schub zentrischen Zwang<br>Biegung normal und II zur Lagerfuge | Aufnahme von größeren Zugkräften<br>Erhöhung der Biegedruck- und Schubtragfähigkeit | - stoßbeanspruchte Bauteile | |
| Spritzbeton | "Schale" bestehend aus Bewehrungsmatte (Betonstahl) und Spritzbeton | Biegung mit Normalkraft; Schubbeanspruchung | Steigerung der Biegetragfähigkeit der Mauerwerkswände | | 150 - 300 €/m² |
| | "Schale" bestehend aus Bewehrungsmatte (FVW) und Spritzbeton | Biegung mit Normalkraft; Schubbeanspruchung | Steigerung der Festigkeit bei einer größeren Dehnung | - dort wo größere Durchbiegungen und traglastmindernde Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung erreicht werden | |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| FVW | Verbund von Fasern aus Aramid, Kohlenstoff, Glas oder hochfestem Polyethylen mit einer Matrix aus z.B. Epoxidharz | Schubbeanspruchung | Erhöhung des Scherwiderstandes und der Biegetragfähigketi | örtlichen Verstärkung:<br>- bei nachträglich errichteten Durchbrüchen<br>- bei der Sicherung geschädigter Bauteile | |
| Geklebte Stahllaschen | Applikation von Stahlfasern in einer Polymermatrix | Biegebeanspruchung | Erhöhung der Biegetragfähigkeit | | |
| CFK Lamellen | Applikation von Kohlenstofffasern in einer Polymermatrix | Schubbeanspruchung | Erhöhung der Biegetragfähigkeit | - bestehende Rissbreiten und<br>- Durchbiegungen begrenzt zu kontrollieren | 30 - 140 €/lfm |
| FRP sheets | Applikation aus Gewebe oder Gelege aus Kohle-, AR Glas- oder Aramidfasern in einer Polymermatrix | Biegebeanspruchung | Erhöhung der Biegetragfähigkeit | - Bauteilen mit einer geringen Oberflächenzugfestigkeit<br>- bei kleinen Verstärkungen | |
| FVB | Bewehrungsstäbe mit einem Faseranteiles ca.75 Vol. % aus Glas, Kohlenstoff, Aramid, Basalt, Karbon mit Harzmatrix. | | | - Spannglieder von Betonbauteilen (Karbonfasern)<br>- statisch tragende Bewehrung für Betontragwerke (Glasfaser) | 75 - 400 €/lfm (Glasfaserbewehrung) |
| | | | | | |
| Stahlrahmen | Stahlprofile als Rahmen in der Öffnungen verbunden | Schubbeanspruchung | Aufnahme von zusätzlichen Horizontalkräften | - Kompensation von Schubwänden<br>- bei nachträglichen Einbau von Öffnungen | |

Tab. 35. Matrix der konstruktiven Verstärkungsmaßnahmen in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung und der Kostenspanne

# LITERATURVERZEICHNIS


**Achs, G., 2011.** *Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern - Beurteilung, Klassifizierung und experimentelle Untersuchungen,* Wien: Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, TU Wien.

**Achs, G. et al., 2011.** *Erdbeben im Wiener Becken - Beurteilung, Gefährdung, Standortrisiko.* Wien: VCE Holding GmbH.

**Al Bosta, S., 1999.** *Risse im Mauerwerk Verformungen infolge von Temperatur und Schwinden. Baupraktische Anwendungsbeispiele.* 2., neubearb. u. erw. Hrsg. Düsseldorf: Werner Verlag.

**Bachmann, H., 1994.** *Hochbau für Ingenieure, Eine Einführung.* Stuttgart: Zürich und B.G. Teubner Verlag.

**Balak, M., 1990.** *Bauwerksanalyse und Bewertung von Trockenlegungsmaßnahmen, dargestellt am Beispiel von Gründerzeithäusern.* Wien: Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, TU Wien.

**Balak, M. & Pech, A., 2008.** *Sonderband Altbausanierung: Mauerwerkstrockenlegung - Von den Grundlagen zur praktischen Anwendung.* Wien: Springer-Verlag.

**Balak, et al., 2006.** *Mauersverfestigung und Mauerwerksabdichtung mittels organischer Injektionsmittel.* In: *Europäischer Sanierungskalender.* Huss: Fraunhofer IRB Verlag.

**Bargmann, H., 1993.** *Historische Bautabellen. Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 1960.* Düsseldorf: Werner-Verlag.

**Bauer, P. & Kern, E., 2013.** *Erläuterung 02/2013: Über die Kompensation von Schubwänden in Wiener Gründerzeithäusern.* Wien: Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld, ArchIng.

**Bauer, P. et al., 2013.** *Erläuterung 04/2013 - Über die Kompensation von Schubwänden in Wiener Gründerzeithäusern: Anforderungen an Rahmen,* Wien: Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld, ArchIng.

**Bergmeister, K., 2003.** *Kohlenstofffasern im Konstruktiven Ingenieurbau.* Berlin: Ernst & Sohn.

**Berg, W. v. & Beecken, C. A., 2007.** *bow ingenieure gmbh.* [Online] Available at: http://www.bowingenieure.de/HTML_deutsch/04_publikationen/41_veroeffentlichungen/41_veroeffentlichungen_pdf/2007-04_adhaesion.pdf - [Zugriff am 22 September 2015].

**Bobek, H. & Lichtenberger, E., 1978.** *Wien, bauliche Gestalt und Entwicklung seit der Mitte des 19. Jahrhunderts.* Wien: Hermann Böhlaus Nachf./Wien-Köln.

**Brameshuber, W. et al., 2005.** *Theoretische und praktische Untersuchungen zum Schubtragverhalten und der Schubbemessung von Mauerwerk,* Aachen: Forschungsbericht Nr. F 752, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen.

**Brameshuber, W. et al., 2007.** *Tragverhalten von Dünnbettmauerwerk aus Leichtbeton-Hohlblockelementen unter Druck- und Schubbeanspruchung,* Aachen: Forschungsbericht Nr. F 901, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen.

**Brameshuber, W. et al., 2008.** *Prüfverfahren zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk.* In: *Mauerwerk Kalender 2008.* Berlin: Ernst & Sohn, pp. 165-191.

**Breit, K. et al., 2011.** *Vorgespannte Aramidstäbe und Vernadelungen in denkmalgeschützten Gebäuden.* In: Lehrstuhl für Tragwerksplanung, Hrsg. *Bauforschung un Baupraxis - Wie wollen wir in Zukunft Bauen - Festschrift zum 60. Geburtstag von Wolfram Jäger.* Dresden: TU Dresden, pp. 175 - 178.

**Brusatti, W., 2015.** *ÖIBI, Verein Österreichisches Institut der Sachverständigen für bautechnische Immobilienbewertung.* [Online] Available at: http://www.oeibi.at/docs/Sanierungstage.pdf - [Zugriff am 04 August 2015].

**Brux, G. et al., 1981.** *Spritzbeton, Spritzmörtel und Spritzputz Herstellung Prüfung und Ausführung.* Köln-Braunsfeld: Rudolf Müller Verlagsgesellschaft.

**Burkert, T., 2007.** *Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 2: Herkömmliche Bestimmung der Materialkennwerte*. In: *Mauerwerk Kalender 2007.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 27-51.

**Butenweg, C. et al., 2010.** *Erdbebenbemessung bei Mauerwerksbauten.* In: *Mauerwerk-Kalender 2010.* Berlin: Ernst&Sohn,, pp. 143-167.

**Czeike, F., 2004.** *Historisches Lexikon Wien: in 6 Bänden.* Wien: Kremayr & Scheriau / Orac.

**DGfM Richtlnie, 08-1992.** *Vorläufige Richtlinie zur Ergänzung der Eignungsprüfung von Mauermörtel; Druckfestigkeit in der Lagerfuge; Anforderungen, Prüfung.* Bonn: Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau e.V.

**Dialer, C., 1990.** *Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk,* München: Dissertation, TU München.

**DSI, 2015.** *DYWIDAG-Systems International (DSI).* [Online] Available at: http://www.dywidag-systems.at/uploads/media/DSI_ALWAG-Systems_GFK_Anker-und-Felsbolzen_DE_01.pdf - [Zugriff am 03 Oktober 2015].

**Fisch, R. et al., 2008**. *Atlas Sanierung - Instandhaltung, Umbau, Ergänzung.* München: Birkhäuser Verlag AG.

**Friedel, J., 1900.** *Leitfaden für den Unterricht in der Bau-Constructionslehre : zum Gebrauche der k. u. k. Technischen Militär-Akademie,* Wien [u.a.]: Braumüller.

**Gastmeyer, R. et al., 2008.** *Sicherung von historischem Natursteinmauerwerk mit kohlefaserverstärktem Kunststoff.* In: *Bautechnik 85, Heft 4.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 294-299.

**Gigla, B., 1999.** *Verbundfestigkeit von Verpressanker im Mauerwerk,* Karlsruhe: Dissertation aus Forschung und Lehre 38, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH).

**Gigla, B., 2014.** *Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk Teil 5: Vernadeln, Verankern (Berechnung).* In: *Mauerwerk-Kalender 2014.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 199-230.

**Graubner, C.-A. & Simon, E., 2001.** *Zur Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus großformatigen Steinen.* In: *Mauerwerk Kalender 26.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 737-752.

**Graubner, C. A. et al., 2005.** *Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk Teil 3: Schubfestigkeit von Mauerwerkscheiben.* In: *Mauerwerk Kalender 2005.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 7-88.

**Gunkler, E., 1993.** *Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten,* Braunschweig: Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig.

**Gunkler, E. et al., 2007.** *Bemessung von vorspannbarem Mauerwerk –Spiegelung der Regeln von EC 6.* In: *Mauerwerk-Kalender 2007.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 329-366.

**Haka, A., 2011.** *Flügel aus "Schwarzem Gold" - Zur Geschichte der Daserverbundwerkstoffe.* Basel: Springer Verlag.

**Haller, J., 1982.** *Untersuchungen zum Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten,* Karlsruhe: Dissertation, aus Forschung und Lehre 9, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe (TH).

**Hamdan, A., 2011.** *Ertüchtigung von historischem Mauerwerk mit Verpressankern in erdbebengefährdeten Gebieten,* Dresden: Dissertation, Lehrstuhl für Tragwerksplanung, TU Dresden.

**Hart, F., 1965.** *Kunst und Technik der Wölbung.* München: Georg D.W. Callwey.

**Hilsdorf, H., 1965.** *Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit,* München: Bericht Nr. 40, Materialprüfamt für das Bauwesen TH München.

**Höld, H., 2014.** *Bewertung des Verhaltens von Gründerzeithäusern bei Erdbeben,* Wien: Diplomarbeit, E206-4 Institut für Hochbau und Technologie, TU Wien.

**Holzer, S. M., 2013.** *Statische Beurteilung historischer Tragwerke Band 1: Mauerwerkskonstruktionen.* Berlin: Ernst&Sohn.

**Huster, U., 2000.** *Tragverhalten von einschaligem Natursteinmauerwerk unter zentrischer Druckbeanspruchung,* Kassel: Dissertation, Universiät Kassel.

**Jäger, W. & Marzahn, G., 2010.** *Mauerwerk, Bemessung nach DIN 1053-100.* Berlin: Ernst & Sohn.

**Jahn, T. & Meichsner, H., 2013**. *Instandsetzung von gerissenem Mauerwerk mit Spiralankern.* In: *Mauerwerk-Kalender 2013.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 191-212.

**Jarnig, S., 2008.** *Mauerwerksverstärkung durch Vorspannung,* Wien: Diplomarbeit, Institut für Hochbau und Technologie, TU Wien.

**Jütte, B. & Venter, W., 2014.** *Glasfaserbewehrung im Mauerwerksbau.* In: *Mauerwerk Kalender 2014.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 69 - 88.

**Kalker, I., 2007.** *Numerische Simulation von unbewehrten und textilverstärkten Mauerwerksscheiben unter zyklischer Belastung.* Aachen: Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technischen Hochschule Aachen.

**Kirchmayer et al., 2011.** *Dachgeschoßausbau in Wien.* Wien: Österreich Verlag.

**Kolbitsch, A., 1989.** *Altbaukonstruktionen - Charakteristika, Rechenwerte, Sanierungsansätze.* Wien: Wien [u.a.] Springer.

**Kolbitsch, A., 2012.** *Skriptum aus der VU E+E Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten.* Wien: E206-4 Institut für Hochbau und Technologie, TU Wien.

**König, G. & Schmidt, T., 1992.** *Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk unterzyklischer Belastung,* Stuttgart: Forschungsbericht T 2477, IRB Stutgart.

**Kordina, K. & E.Gunkler, 1988.** *Biegetragfähigkeit von Mauerwerk mit den Eigenschaften alter Bausubstanz unter Druckbeanspruchung,* Braunschweig: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben B I 7 810787-6-1988, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig.

**Kordina, K. & Gunkler, E., 1989.** *Bauliche Maßnahmen zur nachträglichen Ertüchtigung von Mauerwerk aus vorhandener Bausubstanz zur Erhöhung ihrer Bigetragfähigkeit/ 1.Forschungsabschnitt,* Braunscheig: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben B I 7-810788-7-1989, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig.

**Kordina, K. & Gunkler, E., 1991.** *Bauliche Maßnahmen zur nachträglichen Ertüchtigung von Mauerwerk aus vorhandener Bausubstanz zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit/ 2.Forschungsabschnitt,* Braunschweig: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau B 16 B-8107989, 1991-05, Institut für Baustoffe, mssivbau und Brandschutz, TU Braunschweig.

**Kordina, K. et al., 1986.** *Untersuchungen zur Standsicherheit von Wänden in alter Bausubstanz unter Horizontaldruck,* Braunschweig: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben ZS-122-42-1986, Institut für Baustoffe, Massivbau und brandschutz, TU Braunschweig.

**Krakora, A., 2014.** *Anhang B zur Erläuterung 03/2013 Berechnungsbeispiele anhand des Wiener Gründerzeit -Mustergebäudes.* Wien: ArchIng.

**Krakora, A. et al., 2008.** *Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschossausbau „Leicht“ - Ermittlung der Kapazität des Bestandes und Nachweis der horizontalen Lastabtragung zufolge Zusatzlasten.* Wien: ArchIng.

**Krawtschuk, A. et al., 2014.** *Einfluss der Belastungsrichtung auf die einaxiale Druckfestigkeit von Proben aus Vollziegeln.* In: *Mauerwerk.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 98-104.

**Kurrer, K. E., 2002.** *Geschichte der Baustatik.* Berlin: Ernst&Sohn.

**Lanz, K., 2015.** *Dem Gründerzeithaus die Krone aufgesetzt.* [Online] Available at: http://www.holzbauaustria.at/index.php?id=111&tx_ttnews[tt_news]=5949&cHash=9a7ba2e0d89ca45eac0091d91b1fdf407 - [Zugriff am 24 September 2015].

**MA 18, 2005.** *Stadtentwicklung und Stadtplanung, Stadtentwicklungsplan - STEP05,* Wien: Magistrat der Stadt Wien.

**MA 37, 2008.** *Merkblatt zur statischen Vorbemessung,* Wien: Magistrat der Stadt Wien.

**Maier, J., 2012.** *Handbuch Historisches Mauerwerk, Untersuchungsmethoden und Instandsetzungsverfahren.* 2. Hrsg. Berlin Heidelberg: Springer Vieweg.

**Mann, W. & Müller, H., 1973**. *Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben.* In: *Die Bautechnik.* 12 Hrsg. Berlin: Ernst&Sohn, pp. 421 - 425.

**Mann, W. & Müller, H., 1986.** *Nachrechnung der Wandversuche mit einem erweiterten Schubbruchmodell unter Berücksichtigung der Spannungen in den Stoßfugen. Anlage 2 zum Forschungsbericht "Untersuchungen zum TRagverhalten unter Erdbebeneinwirkung",* Darmstadt: Forschungsbericht IV/1-5-488/86.

**Meichsner, H., 2009.** *Spiralanker für die Mauerwerkinstandsetzung,* Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag.

**Mihala, R., 2011.** *Vereinigung der österreichischen Zementindustrie.* [Online] Available at: http://www.zement.at/Service/literatur/fileupl/koll07_mihala.pdf - [Zugriff am 22 September 2015].

**Mislin, M., 1988.** *Geschichte der Baukonstruktion und Bautechnik – Von der Antike bis zur Neuzeit – Eine Einführung,.* Düsseldorf:

**Moschig, G. F., 2008.** *Bausanierung Grundlagen - Planung - Durchführung.* 2., aktualisierte und vollständig überarbeitete Hrsg. Wiesbaden: Vieweg-Teubner.

**Neubert, M., 2009.** *Mauerwerkssanierung mit dem Spiralankersystem –Konzept, Wirkprinzip und maßgebende Materialeigenschaften.* In: *Mauerwerk.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 359-363.

**Nodoushani, M., 2008.** *Verpressen und Injizieren von Mauerwerk.* In: *Mauerwerk Kalender 2008.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 319-328.

**ÖBV, 2014-08.** *Richtlinie Injektionstechnik-Teil2: Mauerwerk.* Wien: ÖBV.

**OIB Leitfaden RL 1, 2015-03.** *Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken.* Wien: Österreichisches Institut für Bautechnik OIB.

**OIB Richtlinie 1, 2015-03.** *Mechanische Festigkeit und Standsicherheit.* Wien: Österreichisches Institut für Bautechnik OIB.

**OIB, 2014.** *Österreichisches Institut für Bautechnik OIB.* [Online] Available at: http://www.oib.or.at/ - [Zugriff am 04 August 2015].

**ÖNORM B 1990-1, 2013-01-01.** *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung Teil 1: Hochbau Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01.** *Eurocode 1 Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht,Nutzlasten im Hochbau Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen.* Wien: Österreichische Normungsinstitut.

**ÖNORM B 1991-1-3, 2005-11-01.** *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM B 1991-1-4, 2012-06-15.** *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01.** *Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben: Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden — Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM B 3200, 20013-06-15.** *Mauerziegel - Anforderungen, Prüfungen, Klassifizierung und Kennzeichnung - Ergänzende Bestimmungen zur ÖNORM EN 771-1.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1015-11, 2007-03-01**. *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1052-1, 1999-01-01.** *Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 1 : Bestimmung der* **D***ruckfestigkeit.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1052-2, 1999-11-01.** *Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 2: Bestimmung der Biegezugfestigkeit.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1052-3, 2007-06-01.** *Prüfverfahren für Mauerwerk: Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1052-5, 2005-06-01.** *Prüfverfahren für Mauerwerk Teil 5: Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1991-1-3, 2005-08-01.** *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten.* Wien: Östereichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1996-1-1, 2013-01-01.** *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1996-3**, **2009-12-01.** *Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten: Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 1998-1, 2013-06-15**. *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben: Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 771-1, 2005-06-01.** *Festlegungen für Mauersteine: Teil 1: Mauerziegel.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 772-1, 2000-10-01**. *Prüfverfahren für Mauersteine Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ÖNORM EN 998-2, 2010-11-01.** *Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau - Teil 2: Mauermörtel.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ONR 21996, 2011-03-15.** *Bemessung und Konstruktion von Mauerwerk - Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**ONR 24009, 2013-01-01.** *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten.* Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

**Ortlepp, S., 2014.** *Nutzung von Verpressankern zur Ertüchtigung von historischem Mauerwerk*. In: *Mauerwerk-Kalender 2014.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 231-268.

**Ötes, A. & Löring, S., 2003.** *Tastversuche zur Identifizierung des Verhaltensfaktors von Mauerwerksbauten für den Erdbebennachweis,* Hamburg: Abschlussbericht (DGFM).

**Pauser, A. et al., 1986**. *Probleme der Tragkonstruktion, Bauphysik, Technologie und Verfahrenstechnik bei der Erneuerung von Altbauten.* Stuttgart: Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft Wohnen, Bauen und Planen; 103, IRB Verlag.

**Pauser et al., 1995.** *Bestimmung der Festigkeit von Mauermörtel mittels Schlagversuchen – Grundlagenversuche zur Entwicklung eines in-Situ Prüfverfahrens,* Wien: H34/93 Institut für Hochbau, TU Wien.

**Pauser et al., 1996.** *Vergleichende Untersuchungen zur Bestimmung der Mauerwerksfestigkeit – Insitu Prüfungen, Fugenbohrkerne, Komponentenfestigkeiten,* Wien: H 54/94 Institut für Hochbau und Industriebau, TU Wien.

**Pech, A., 2011.** *Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten –neueste Erkenntnisse, Anwendungsbeispiel Österreich.* In: *Mauerwerk.* Berlin: Ernst & Sohn, pp. 332 - 339.

**Pech, A. & Kolbitsch, A., 2005.** *Baukonstruktionen Band 4: Wände.* Wien: Springer Verlag.

**Pech, A. & Zach, F., 2007.** *Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 4: Ertüchtigung von Mauerwerksbauten gegenüber Erdbebeneinwirkungen.* In: *Mauerwerk Kalender 2007.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 75-117.

**Pech, A. & Zach, F., 2009.** *Mauerwerksdruckfestigkeit – Bestimmung bei Bestandsobjekten.* In: *Mauerwerk 13 Heft 3.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 135-139.

**Pfeiffer, U. & Seim, W., 2010.** *Örtliche Verstärkung gemauerter Wandscheiben mit aufgeklebten Faserverbundwerkstoffen.* In: *Mauerwerk-Kalender 2010.* Berlin: Ernst&Sohn, pp. 481 - 500.

**Resch, P. & Kern, E., 2010.** *Erdbeben und Bestandsbauten. der Plan,* Issue 18, p. 13.

**Ruffert, G., 1982.** *Ausbessern und Verstärken von Betonbauteilen.* Düsseldorf: Beton Verlag GmbH.

**Ruffert, G., 1986.** Verfugen, verankern, verspritzen-Methoden zur Sanierung historischer Bauwerke. In: *Consulting 8.* Essen: Sonderdruck.

**S&P, 2015.** *S&P Clever Reinforcment Company AG.* [Online] Available at: http://www.reinforcement.ch/fileadmin/redakteur/pdf/frp/hb_verarbeiter/Kap._3_Verarbeitungsrichtlinien_fuer_S_P_Lamellen_CFK.pdf - [Zugriff am 02 Oktober 2015].

**Schirmböck, A., 1978.** *Sonderausstellung der Wiener Mauerziegel und chronologische Formatetabelle des österreichischen Mauerziegels. Wiener Ziegelmuseum,* Issue 1.

**Schneider, K. et al., 1976.** *Innerer Spannungszustand bei Mauerwerk mit nicht vermörtelten Stoßfugen.,* Stuttgart: Bauforschungsbericht für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau F1360, IRB.

**Schubert, P. & Hoffmann, G., 1993.** *Mauerwerkdruckfestigkeit in Lagerfugenrichtung,* Aachen: Forschungsbericht Nr. F 408, Institut für Bauforschung.

**Schubert, P. et al., 2014.** *Mauerwerksbau-Praxis nach Eurocode.* 3., vollständig überarbeitete Hrsg. Berlin: Beuth Verlag.

**Schwegler, G., 1994.** *Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundwerkstoffen in seismisch gefährdeten Zonen.* Dübendorf: EMPA.

**Seim, W., 2007.** *Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken.* Berlin: Ernst&Sohn.

**SIA 2018, 2004**. *Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbbeben,* Zürich: SIA Verlag.

**Sireg, 2015.** *Sireg S.p.A.* [Online] Available at: http://www.sireg.it/ - [Zugriff am 03 Oktober 2015].

**Technical Bulletin 40, 2007.** *FRP reinforcement in RC structures,* Lausanne: Federation international de beton fib.

**Teichert, P., 1987.** *Zehn Jahre Grundlagenforschung im Kleinen.* In: *Spritzbetontechnologie.* Innsbruck-Igls: Berichtsband der 2. Internationalen Fachtagung, pp. 105-108.

**Titscher, F., 1910.** *Die Baukunde : mit besonderer Berücksichtigung des Hochbaues und der einschlägigen Baugewerbe ; Lehr-, Hilfs-, Nachschlagebuch und Konstruktionsbehelf für Baukundige, Studierende, Gebäudeverwalter usw. 125 Plantafeln zum I. und II. Band.* 2., verm. u. verb. Hrsg. Wien: Wien Waldheim.

**Ulrich, M., 1998.** *Instandsetzung von Mauerwerk durch Anker, Vernadelung und Injektionen.* In: *WTA Schriftenreihe Heft 17, Verfahren zur Bauwerksinstandsetzung Gestern-Heute-Morgen.* Stuttgart: AEDIFICATIO Verlag, pp. 37-54.

**Vitruvius & Fensterbusch, C., 1996.** *[De architectura ] Vitruvii de architectura libri decem - Zehn Bücher über Architektur.* übersetzt und mit Anmerkungen versehen von Curt Fensterbusch, Lizenz Hrsg. Darmstadt: Primus.

**Wallasch, S., 1999.** *Instandsetzung von Ziegelmauerwerk, Reihe Altbaumodernisierung.* Stuttgart: Deutsche Verlags- Anstalt.

**Wallner, C., 2008.** *Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen.* Karlsruhe: Dissertation, Universität Karlsruhe.

**Walraven, J., 1990.** *Über den kraftschlüssigen Verbund von Beton unterschiedlichen Alters und unterschiedlicher Beschaffenheit der Verbundfuge.* In: *VDI Berichte 840.* Düsseldorf: VDI Verlag.

**Wenzel, F. et al., 1997.** *Mauerwerk Untersuchen und Instandsetzen durch Injizieren, Vernadeln und Vorspannen,* Karlsruhe: SFB 315, Universität Karlsruhe.

**Wenzel, et al., 2000.** *Historisches Mauerwerk: Untersuchen, Bewerten und Instandsetzen.* Karlsruhe: Universität Karlsruhe TH.

**Wiener Bauordnung, 2013-12-31.** *Bauordnung für Wien.* [Online] Available at: https://www.wien.gv.at/recht/landesrecht-wien/rechtsvorschriften/html/b0200000.htm - [Zugriff am 14 September 2015].

**Wienerberger AG, 2015.** *Wienerberger.* [Online] Available at: http://www.wienerberger.at/natuerlicher-baustoff-ziegel/ziegelherstellung - [Zugriff am 01 September 2015].

**Wien, S., 2014.** *Stadt Wien.* [Online] Available at: https://www.wien.gv.at/wiki/index.php/Gr%C3%BCnderzeit - [Zugriff am 01 September 2015].

**Wien, S., 2015.** *Wien Kulturgut.* [Online] Available at: https://www.wien.gv.at/kulturportal/public/ - [Zugriff am 17 August 2015].

**Wohlrab, H., 1980.** *Chronologische Format-Tabelle des österreichischen Mauerziegels. Wiener Ziegelmuseum,* Issue 3/4.

**Zilch, K. et al., 2013.** *Geklebte Verstärkung mit CFK Lamellen und Stahllaschen.* In: *Beton Kalender 2013.* Berlin: Ernst & Sohn, pp. 471-549.

# ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1: li: Hohes Stutzflügelhaus – re: Arbeitergroßwohnhof (Rinnböckhof in Simmering) aus (Bobek & Lichtenberger, 1978) ..... 4
Abb. 2: li: Nobelmiethaus der Ringstraße - re: Reihenhaus in den Vororten aus (Bobek & Lichtenberger, 1978) ..... 5
Abb. 3: li: Bürgerliches Miethaus - re: Arbeitermiethaus – „Bassena“ aus (Bobek & Lichtenberger, 1978) ..... 5
Abb. 4: li: Typischer Doppeltrakter – re: Reihenmietvilla in Hietzing aus (Bobek & Lichtenberger, 1978) ..... 6
Abb. 5: Schnitt eines typischen Gründerzeithauses aus dem Archiv des Institutes 206 an der TU Wien ..... 7
Abb. 6: Flachfundierung auf tragfähigem Untergrund nach (Titscher, 1910) ..... 8
Abb. 7: li: Schwellenrost– eingegrabene Quer- oder Langsschwellen - re: Ausführungsform liegende Roste bei Gebäudeecke nach (Friedel, 1900) ..... 9
Abb. 8: Fundierungssituation im Grundwasser mittels Pfahlgründung nach (Kolbitsch, 1989) ..... 9
Abb. 9: Wandstärken lt. Wiener Bauordnung nach (Kolbitsch, 1989) ..... 10
Abb. 10: Typischer Grundriss eines Gründerzeithauses nach (Achs, et al., 2011) ..... 11
Abb. 11: Deckenauswechslung an der Mittelmauer bei einer Kamingruppe aus (Pauser, et al., 1986) ..... 11
Abb. 12: Bestandteile eines Tonnengewölbes aus dem Archiv des Institutes 206 an der TU Wien ... 12
Abb. 13: Bestandteile einer Stichkappe aus dem Archiv des Institutes 206 an der TU Wien ..... 12
Abb. 14: li: Lastabtragung Gewölbe aus (Kurrer, 2002) – re: Anordnung von einer Gabelschließe aus dem Archiv des Institutes 206 an der TU Wien ..... 13
Abb. 15: Ziegelgewölbedecke zwischen Eisenträgern „Platzldecke“ oder „Preuß`sche Kappendecke“ nach (Titscher, 1910) ..... 13
Abb. 16: Zugschließen li: Verankerung mit der Mauer – re: Keilschloß aus (Titscher, 1910) ..... 14
Abb. 17: li: Traversenschließen – re: Laschenverbindung aus (Titscher, 1910) ..... 14
Abb. 18: li: Tramschließen – re: Schlagklammern aus (Titscher, 1910) ..... 14
Abb. 19: Dippelbaumdecke li: Querschnitt – re: Längsschnitt nach (Titscher, 1910) ..... 14
Abb. 20: Tramdecke li: Querschnitt – re: Längsschnitt nach (Titscher, 1910) ..... 15
Abb. 21: Tramdecke mit versenkter Sturzschalung li: Querschnitt – re: Längsschnitt nach (Titscher, 1910) ..... 15
Abb. 22: Fehltramdecke links: Querschnitt – recht Längsschnitt nach (Titscher, 1910) ..... 15
Abb. 23: Tramtraversendecke im Quer- und Längsschnitt nach (Titscher, 1910) ..... 16
Abb. 24: „Wiener Dachstuhl” des 19. Jahrhunderts aus (Kolbitsch, 1989) ..... 16
Abb. 25: li: Hauptgesimse mit auskragenden Formsteinen aus Terrakotta – re: Hauptgesimse aus Werkstein mit Verankerung aus Eisen aus (Fisch, et al., 2008) ..... 17
Abb. 26: li: Alser Straße 43, Baujahr 1909, Bautyp Doppeltrakter – re: Alser Straße 30, Baujahr 1887, Bautyp Mehrhofhaus ..... 17

Abb. 27: li: Alser Straße 18, Baujahr 1904, Bautyp Doppeltrakter – re: Alser Straße 16, Baujahr 1875, Bautyp Straßentrakter ..... 17
Abb. 28: li: Lange Gasse 72, Baujahr 1910, Bautyp Doppeltrakter – re: Lange Gasse 52, Baujahr 1878, Bautyp Doppeltrakter ..... 18
Abb. 29: li: Josefsgasse 11, Baujahr 1892, Bautyp Eckhaus – re: Lange Gasse 10, Baujahr 1903, Bautyp Eckhaus ..... 18
Abb. 30: li: Vollziegel mit 0% Lochanteil – re: Vollziegel mit 15% Lochanteil an der Lagerfläche aus (Jäger & Marzahn, 2010) ..... 19
Abb. 31: Verhältnis Ziegelformat aus (Balak, 1990) ..... 22
Abb. 32: Läuferverband nach (Bargmann, 1993) ..... 23
Abb. 33: Binderverband nach (Bargmann, 1993) ..... 24
Abb. 34: Blockverband nach (Bargmann, 1993) ..... 24
Abb. 35: Kreuzverband nach (Bargmann, 1993) ..... 24
Abb. 36: 1 Stein Hohlwand aus (Balak & Pech, 2008) ..... 25
Abb. 37: Prinzipskizze eines einschaliges Mauerwerks verputzt (Jäger & Marzahn, 2010) ..... 25
Abb. 38: li: Scheibenbeanspruchung – re: Plattenbeanspruchung aus (Graubner, et al., 2005) ..... 26
Abb. 39: Normalspannungsverlauf in einem exzentrisch belasteten Querschnitt aus (Graubner, et al., 2005) ..... 26
Abb. 40: li: Wandscheibe – re: herausgeschnittenes Scheibenelement aus (Mann & Müller, 1973) .. 28
Abb. 41: Resultierende Spannungen am Einzelstein aus (Mann & Müller, 1973) ..... 28
Abb. 42: Schubbruchversagen am Mauerwerk – Brucheinhüllende aus (Jäger & Marzahn, 2010) .... 29
Abb. 43 Versagensmechanismus einer schubbeanspruchten Mauerwerkswand aus (Jäger & Marzahn, 2010) ..... 29
Abb. 44: Resultierende Spannungen am Einzelstein nach der erweiterten Theorie aus (Mann & Müller, 1986) ..... 29
Abb. 45: Schematische Darstellung des Spannungszustandes von zentrisch gedrücktem Mauerwerk (Schubert, et al., 2014) ..... 30
Abb. 46: Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge aus (Jäger & Marzahn, 2010) ..... 34
Abb. 47: Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge aus (Jäger & Marzahn, 2010) ..... 34
Abb. 48: Zug- und Biegezugbeanspruchung rechtwinkelig und parallel zu den Lagerfugen aus (Brameshuber, et al., 2008) ..... 34
Abb. 49: Schnitt eines Bauwerks mit den Einwirkungen Eigengewicht, Wind- und Erdbebenlasten aus (Bachmann, 1994) ..... 38
Abb. 50: Scheibentragwirkung von Mauerwerksscheiben aus (Höld, 2014) ..... 39
Abb. 51: li: Entnahmerichtung des Bohrkerns – re: Versuchsaufbau aus (Krawtschuk, et al., 2014).. 43
Abb. 52: li: Charge I Buchkörper der historischen Mauerziegel – Mitte: Charge II Buchkörper der historischen Mauerziegel – re: Neuer Mauerziegel aus (Krawtschuk, et al., 2014) ..... 43
Abb. 53: Rückprallprüfung am Vollziegel aus (Pech & Zach, 2007) ..... 44
Abb. 54: Prüfung der Biegezugfestigkeit aus (ÖNORM B 3200, 20013-06-15) ..... 44

Abb. 55: Prinzipskizze der Stempeldruckprüfung an abgeglichenen Mörtelplättchen aus (Kolbitsch, 2012) ... 46
Abb. 56. Stempeldruckprüfung aus (Pech & Zach, 2007) ... 46
Abb. 57. Eindringprüfung des Mörtels aus (Pech & Zach, 2007) ... 47
Abb. 58. Prüfung der Biegezugfestigkeit aus (ÖNORM EN 1015-11, 2007-03-01) ... 48
Abb. 59: Vereinheitlichtes Prüfverfahren des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) aus (Brameshuber, et al., 2008) ... 49
Abb. 60: Mauerwerksprüfkörper auf vertikal zentrischen Druck nach (ÖNORM EN 1052-1, 1999-01-01) ... 50
Abb. 61: Mauerwerkprüfkörper zur Bestimmung der Längsdruckfestigkeit von Mauerwerk li: aus (Schubert & Hoffmann, 1993) – re: aus (König & Schmidt, 1992) ... 51
Abb. 62: li: Abmessungen und Form des Flat – Jack – re: Versetzen des Flat – Jacks aus (Pauser, et al., 1996) ... 51
Abb. 63: Anordnung des Flat – Jack – Test am zu prüfenden Bauteil aus (Pech & Zach, 2009) ... 52
Abb. 64: Spaltzugprüfung des Fugenbohrkerns aus (Pauser, et al., 1996) ... 53
Abb. 65: li: Prüfung senkrecht zur Lagerfuge – re: Prüfung parallel zur Lagerfugen nach (ÖNORM EN 1052-2, 1999-11-01) ... 54
Abb. 66: li: Bruchebene senkrecht zu den Lagerfuge aus $f_{xk2}$– re: Bruchebene parallel zu den Lagerfugen $f_{xk1}$ aus (ÖNORM EN 1996-1-1, 2013-01-01) ... 54
Abb. 67: Beispiel für einen geeigneten Festhalterahmen und Klemmvorrichtungen aus (ÖNORM EN 1052-5, 2005-06-01) ... 55
Abb. 68: Bestimmung der Haftscherfestigkeit li: Aufbringen der Vorlast – re: Belastung der Prüfkörper im Scherversuch nach (ÖNORM EN 1052-3, 2007-06-01) ... 56
Abb. 69: li: Erdbebenzonen in Österreich. 1978 – re: Erdbebenzonen in Österreich 2002 aus (Achs, et al., 2011) ... 57
Abb. 70: unmaßgebliche Volums- und Nutzflächenvergrößerung aus (Kirchmayer, et al., 2011) ... 65
Abb. 71: Aufstockung Freiburger Hof li: einst und re: heute aus (Lanz, 2015) ... 66
Abb. 72: li: Verlauf der Drucktrajektorien – re: von den Öffnungen ausgehende Risse aus (Jäger & Marzahn, 2010) ... 67
Abb. 73: Öffnungen in Mauerwerksscheiben aus (Bauer & Kern, 2013) ... 67
Abb. 74: Querschnitt durch ein Bestandsgebäude aus (Achs, et al., 2011) ... 71
Abb. 75: Putzrisse – Einfluss Putzgrund/Putz aus (Schubert, et al., 2014) ... 74
Abb. 76: Rissarten im Mauerwerk aus (Al Bosta, 1999) ... 74
Abb. 77: Verpressanker im Mauerwerk aus (Hamdan, 2011) ... 76
Abb. 78: Schema der Verpressung eines Ankers mit Injektionsschlauch aus (Wenzel, et al., 1997) ... 76
Abb. 79: Schema der versetzten Anordnung von Bohrung und Quervernadelung bei 1,50 m Wanddicke aus (Nodoushani, 2008) ... 77
Abb. 80: Einfaches Zugringmodell aus (Gigla, 2014) ... 78
Abb. 81: Schematische Darstellung der Kraftübertragung zwischen Mauerwerk und Spiralanker aus (Neubert, 2009) ... 81

Abb. 82: Konstruktionsregeln zur Anordnung von Spiralanker aus (Neubert, 2009) ..... 82
Abb. 83: Klassifizierung von vorgespanntem Mauerwerk aus (Jarnig, 2008) ..... 83
Abb. 84: li: Verankerung im Stahlbetonbett – re: Verankerung mit Stahlplatte aus (Wenzel, et al., 2000) ..... 84
Abb. 85: Instandsetzung von Mauerwerk mit Spritzbeton nach (Gunkler, 1993) ..... 85
Abb. 86: Klemmwirkung durch Auflastspannung aus (Gunkler, 1993) ..... 87
Abb. 87: Klemmwirkung durch Bewehrung aus (Gunkler, 1993) ..... 87
Abb. 88: Belastungsanordnung der Versuchswände bei einer verstärkten Mauerwerkswand aus (Gunkler, 1993) ..... 88
Abb. 89: Beispiele von verschiedenen geprüften Mattenformen aus (Bergmeister, 2003) ..... 90
Abb. 90: li: Tragwand mit CFK Lamellen verstärkt - re: Tragwand mit CFK Lamellenverankerung in Betonplatten und Verstärkung der unteren Wandecken mit Polyestergewebe aus (Schwegler, 1994) 91
Abb. 91: Lamellenanordnung li: Variante 1 – Mitte: Variante 2 – re: Variante 3 aus (Bergmeister, 2003) ..... 92
Abb. 92: Typen von Kohlefaser-Geweben aus (Bergmeister, 2003) ..... 93
Abb. 93: Kohlenstoffaser Gelege aus (Bergmeister, 2003) ..... 93
Abb. 94: unterschiedliche Glasfaserstäbe aus (Jütte & Venter, 2014) ..... 95
Abb. 95: Ausführungsvorschlag zur Schubwandkompensation mit Stahlrahmen aus (Bauer, et al., 2013) ..... 97

# TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 1: In Österreich verwendete Ziegelformate nach (Schirmböck, 1978) ..... 20
Tab. 2: Beispiele von Ziegelformate aus Österreich von 1820 bis 1920 nach (Wohlrab, 1980) ..... 20
Tab. 3: Steinfestigkeiten zur Bauzeit nach (Kirchmayer, et al., 2011) ..... 20
Tab. 4: Einflüsse auf Mauerfestigkeit unter zentrischen Druck nach (Pauser, et al., 1996) ..... 32
Tab. 5: Zeitliche Übersicht über die Entwicklung der Bemessung von Bauteilen nach (Kolbitsch, 1989) ..... 35
Tab. 6: Einwirkungen aus Schneelasten im Vergleich nach (ÖNORM EN 1991-1-3, 2005-08-01), (ÖNORM B 1991-1-3, 2005-11-01), (Kolbitsch, 1989) ..... 36
Tab. 7: Nutzlasten im Vergleich nach (ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01), (Kolbitsch, 1989) ..... 36
Tab. 8: Eindeckungen und Dachkonstruktionen im Vergleich nach (ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01), (Kolbitsch, 1989) ..... 36
Tab. 9: Deckenkonstruktionen nach (ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01) ..... 36
Tab. 10: Deckenkonstruktionen nach (Kolbitsch, 1989) ..... 37
Tab. 11: Mauerwerk im Vergleich nach (ÖNORM B 1991-1-1, 2011-12-01), (Kolbitsch, 1989) ..... 37
Tab. 12. Mörtelklassen (ÖNORM EN 998-2, 2010-11-01) ..... 46
Tab. 13. Druckfestigkeiten von Mörtel um 1900 nach (Kolbitsch, 2012) ..... 47
Tab. 14: Teilschadens- und Teilbauwerksparameter zur Bewertung von Gebäuden nach (Achs, 2011) ..... 58
Tab. 15: Gefährdungsklassen aus (Achs, 2011) ..... 59
Tab. 16: Mindesterdbebenerfüllungsfaktoren $\alpha_{min}$ aus (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01) ..... 60
Tab. 17: Bedeutungskategorien aus (ÖNORM EN 1998-1, 2013-06-15) ..... 60
Tab. 18: Schadensfolgeklassen aus (ÖNORM B 1990-1, 2013-01-01) ..... 60
Tab. 19: Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha$ und der Versagenswahrscheinlichkeit aus (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01) ..... 61
Tab. 20: Akzeptable Zuverlässigkeiten für Bestandsbauten bei Erdbeben aus (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01) ..... 61
Tab. 21: Personenanzahl und Zeitfaktor je Nutzungsmerkmal aus (ÖNORM B 1998-3, 2013-05-01). 62
Tab. 22: Zusammenstellung der entscheidenden Eigenschaften der Berechnungsverfahren nach (Butenweg, et al., 2010) ..... 63
Tab. 23: Denkmalpflegerische Bewertung der Verfahren nach (Wenzel, et al., 2000) ..... 73
Tab. 24: Ursache von Rissarten nach (Al Bosta, 1999) ..... 74
Tab. 25: Vor- und Nachteile von Ankersystemen mit textiler Umhüllung (Gigla, 2014) ..... 80
Tab. 26: Vor- und Nachteile von Glasfaserverstärkten Kunststofstäben aus (Wenzel, et al., 2000), (Gigla, 2014) ..... 80
Tab. 27: Mechanische Eigenschaften von FVW nach (Sireg, 2015) ..... 95
Tab. 28: Vergleich der Bruchlast Quer (Scherbruchlast) zwischen GFK Anker und Aramidfaserstäbe aus (Breit, et al., 2011), (DSI, 2015) ..... 96
Tab. 29: Kostenschätzung für Mauerwerksverfestigung mit organischen Harzen ..... 99
Tab. 30: Kostenschätzung für Vernadeln mit Spiralanker ..... 100

Tab. 31: Kostenschätzung für Verstärkungsschalen aus Spritzbeton mit Bewehrungsmatten aus Betonstahl ..... 101
Tab. 32: Kostenschätzung für CFK Lamellen bei Bauteilen aus Stahlbeton ..... 102
Tab. 33: Kostenschätzung für GFK Stäbe ..... 102
Tab. 34: Beanspruchungen auf das Mauerwerk, abhängig von Ursachen für Verstärkungsmaßnahmen ..... 104
Tab. 35. Matrix der konstruktiven Verstärkungsmaßnahmen in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung und der Kostenspanne ..... 107