

Untersuchungen von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlrahmen in Erdbebengebieten und ihre Anwendung in der Praxis

vorgelegt von
Diplom-Ingenieur
Uwe Haupt

von der Fakultät VI - Planen Bauen Umwelt
der Technischen Universität Berlin
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der Ingenieurwissenschaften
- Dr.-Ing. -
genehmigte Dissertation

Promotionsausschuss:

Vorsitzender:	Prof. Dr. R. Schäfer
Berichter:	Prof. Dr.-Ing. K. Rückert
Berichter:	Prof. Dr.-Ing. F.U. Vogdt

Tag der wissenschaftlichen Aussprache: 17. Dezember 2009

Berlin 2010
D83

Meinem lieben Vater.

Vorwort

Mein großes Interesse am Thema „Erdbebensicheres Bauen“ motivierte mich, im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet für Tragwerksentwurf und –konstruktion am Institut für Architektur der Technischen Universität Berlin in den Jahren 2005 bis 2009 diese Arbeit zu schreiben.

Die Idee zur Dissertation resultiert aus dem vom BMBF geförderten Forschungsprojekt „Young Cities“ der TU Berlin, das seit dem Jahr 2005 in enger Zusammenarbeit mit einem Konsortium von iranischen Partnern läuft. Neben Energieeffizienz und Nachhaltigkeit ist die Erdbebensicherheit zukünftiger Wohngebäude im Iran ein Kernpunkt dieses Projektes. Da die im Iran bisher vorwiegend eingesetzte Bauweise mit ausgefachten Rahmen für seismische Beanspruchungen ungeeignet ist, soll die vorliegende Arbeit einen Beitrag leisten, deren Anwendungsmöglichkeiten, Grenzen und Alternativen aufzuzeigen.

Mein Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Professor Dr.-Ing. Klaus Rückert und Herrn Professor Dr.-Ing. Frank U. Vogdt für die Übernahme des Koreferates. Weiterhin möchte ich mich besonders bei meinem von mir sehr geschätzten Kollegen Eddy Widjaja für seine Unterstützung bedanken. Seine Ratschläge und Hinweise waren mir stets eine wertvolle Hilfe. Mein Dank gilt außerdem den Tutoren Yu Zhao und Gertraud Zwiens für ihre gestalterische Mithilfe und allen Kolleginnen und Kollegen für die angenehme Atmosphäre am Lehrstuhl.

Kurzdarstellung

Gegenstand dieser Arbeit ist die Untersuchung von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlrahmen und deren Anwendung in Erdbebengebieten. Die Arbeit umfasst Analysen zur Tragfähigkeit, aus denen Empfehlungen für Anwendungsgrenzen abgeleitet werden und Hinweise zur konstruktiven Ausbildung.

Die Berücksichtigung von im Lastfall Erdbeben mittragenden Ausfachungen ist hinsichtlich des Gesamttragverhaltens von Bauwerken zwingend erforderlich.

Durch die Anwendung von Ersatzstäben wird eine Möglichkeit der vereinfachten Modellierung für die Praxis vorgestellt, wodurch der Einfluss der Ausfachungen rechnerisch berücksichtigt werden kann. Verschiedene Ersatzstabmodelle werden hinsichtlich ihrer Eignung vorgestellt und bewertet. Das Vorgehen beim Nachweis von Ausfachung und Rahmen wird beschrieben.

Anhand von Gebäuden werden Berechnungen zur Tragfähigkeit ausgefachter Rahmen unter Erdbebenlast durchgeführt. Es zeigen sich enge Anwendungsgrenzen hinsichtlich Geometrie und Material. Bei Einhaltung der Grenzwerte können ausgefachte Rahmen zwar geringe Horizontallasten aufnehmen, für das Gesamttragwerk sind jedoch zusätzliche Aussteifungselemente in jedem Fall empfehlenswert.

Abschließend erfolgt die Vorstellung verschiedener konstruktiver Möglichkeiten zur weiteren Erhöhung der Tragfähigkeit ausgefachter Rahmen. Möglichkeiten der konstruktiven Ausbildung der Kontaktfugen zwischen Rahmen und Ausfachung, der Knotenpunkte und der Diagonalen werden aufgezeigt.

Abstract

The purpose of this work is the analysis of steel frames that are filled-in with masonry and their application in earthquake-prone areas. The work comprises calculations of the bearing capacity from which recommendations for the limits of their applicability will be developed and details concerning the structural design.

Because of the influence on the whole structure's load bearing behaviour the consideration of participating fillings in the load case earthquake is mandatory.

An alternative of a simple modelling for practical work by using equivalent struts that helps considering the influence of fillings for the calculation of infilled frames is presented. Different equivalent strut models are presented and evaluated concerning their applicability. The approach to design fillings and frames is described.

On the basis of buildings calculations concerning the bearing capacity of infilled frames exposed to seismic loads are made. The limits of applicability regarding geometry and material are narrow. Although by following these limits of applicability infilled frames can take small horizontal loads, additional stiffening building elements for the whole structure are advisable.

Different structural alternatives that enhance the bearing capacity of infilled frames are presented. Details regarding the structural design of the joint between frames and masonry, of the junction point of members and of the strut are shown.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung	15
1.1 Problemstellung	15
1.2 Relevanz der Thematik	17
1.3 Ziel der Arbeit	17
1.4 Aufbau der Arbeit – Vorgehensweise, Ansatz	18
2 Ausgefachte Rahmen bei Beanspruchung in Wandlängsrichtung	20
2.1 Einleitung	20
2.2 Modellbildung	22
2.2.1 Ausfachungstypen.....	22
a) Ausfachungstyp 1.....	22
b) Ausfachungstyp 2.....	24
c) Ausfachungstyp 3.....	25
2.2.2 Analytische Modelle.....	26
2.2.3 Ersatzstabmodelle.....	26
a) Ersatzstabmodelle Ausfachungstyp 3.....	27
1. Abschätzung nach Stafford Smith.....	27
2. Ersatzstabmodell nach Mainstone.....	27
3. Ersatzstabmodell nach Schmidt.....	27
4. Ersatzstabmodell nach Pubal.....	29
5. Ersatzstabmodell nach Stafford Smith.....	31
6. Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah.....	32
7. Ersatzstabmodell nach Wang.....	32
Zusammenfassung.....	33
b) Ersatzstabmodelle Ausfachungstyp 2.....	34
1. Modell nach Pubal.....	34
2. Modellierung der Ausfachung als Wandelement.....	34
2.3 Modellüberprüfung – Untersuchung Anwendungsgrenzen des Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah	35
2.3.1 Einleitung.....	35
2.3.2 Annahmen.....	35
2.3.3 Parameteruntersuchungen zur Anwendbarkeit des Ersatzstabmodells nach Dawe/Seah.....	36
a) Parameter: Rahmenbreite B zu Rahmenhöhe H.....	36
b) Parameter: Verhältnis Trägheitsmomente Rahmenriegel zu Rahmenstiel.....	38
c) Parameter: Material der Ausfachung.....	39
d) Parameter: Dicke der Ausfachung.....	40
e) Parameter: Verhältnis Auflast V zu Horizontallast H.....	40
f) Parameter: Material des Rahmens.....	47
Zusammenfassung – Anwendungsgrenzen Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah.....	48

2.3.4 Vergleich der Kontaktlängen der Ersatzstäbe nach Pubal – Stafford Smith.....	48
2.3.5 Zeitlicher Verlauf der Rissbildung in den Kontaktfugen bei Horizontallasten.....	50
2.4 Parameteruntersuchungen zur Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen.....	54
2.4.1 Annahmen.....	54
2.4.2 Parameteruntersuchungen.....	55
a) Parameter: Rahmenbreite B zu Rahmenhöhe H.....	55
b) Parameter: Verhältnis Trägheitsmoment Rahmenriegel zu Rahmenstiel.....	62
c) Parameter: Material der Ausfachung.....	63
d) Parameter: Dicke der Ausfachung.....	63
e) Parameter: Verhältnis Auflast V zu Horizontallast H.....	64
f) Parameter: Reibbeiwert in der Kontaktfuge.....	65
Zusammenfassung.....	67
2.5 Grundlagen Bemessung Ausfachung.....	68
2.5.1 Vereinfachte Ermittlung der vorhandenen Spannungen in den Ausfachungen.....	68
2.5.2 Ermittlung der zulässigen Spannungen in den Ausfachungen.....	73
a) Versagensarten von Mauerwerk bei Erdbebenbeanspruchung.....	73
b) Schubtragmodelle (<i>Ermittlung zulässige Spannungen</i>).....	76
1. Bruchbedingungen nach Mann/Müller.....	76
2. Erweiterte Bruchbedingungen nach Mann.....	80
3. Bruchbedingungen nach Ganz/Thürlimann.....	83
2.5.3 Nachweise im Mauerwerksbau.....	84
a) Nachweise.....	84
b) Vergleich der Ansätze der Spannungsverteilung beim Druck- spannungsnachweis nach DIN 1053-1 und DIN 1053-100.....	86
2.6 Grundlagen Bemessung Rahmen.....	89
2.6.1 Bemessung des Rahmens.....	89
a) Versagensarten.....	89
b) Schnittgrößenermittlung und Bemessung.....	90
2.7 Nachweis Modellgebäude (Aussteifung: nur ausgefachte Rahmen) – Empfehlungen.....	97
2.7.1 Einleitung.....	97
2.7.2 Empfehlungen für Ausfachungen.....	97
a) Parameter: Geschosszahl.....	97
b) Parameter: Dicke der Ausfachung.....	98
c) Parameter: Steifigkeitsklasse / Mörtelgruppe.....	98
d) Einfluss von vertikal auf das Mauerwerk wirkenden Riegelasten auf die Schubtragfähigkeit der Ausfachungen.....	99
2.7.3 Empfehlungen für Stahlrahmen.....	100
2.7.4 Zusammenfassung – Modellgebäude Beanspr. in Wandlängsrichtung..	101
2.8 Untersuchungen zum Einfluss von ausgefachten Rahmen auf die Aussteifung bei Mischsystemen anhand eines iran. Wohngebäudes.....	104
2.8.1 Einleitung.....	104
2.8.2 Einfluss auf Schwingungsverhalten und Größe der Erdbebenlast.....	105
2.8.3 Einfluss auf Verteilung der Horizontallasten.....	107
2.8.4 Nachweis der Ausfachungen.....	108

2.8.5 Einfluss der Art der Rahmenriegelanschlüsse.....	110
2.8.6 Zusammenfassung.....	111
2.9 Vergleich der Konstruktionsarten „Ausgefachter Rahmen“ und „Eingefasstes Mauerwerk“.....	115
3 Ausgefachte Rahmen bei Beanspruchung in Wandquerrichtung.....	123
3.1 Einleitung.....	123
3.2 Dynamische Berechnungsverfahren.....	124
3.2.1 Vergleich allgemein.....	124
3.2.2 Vergleich der Ergebnisse des Ersatzkraftverfahrens und Antwortspektrenverfahrens anhand eines Beispiels.....	126
3.3 Grundlagen Bemessung Ausfachung.....	130
3.3.1 Tragfähigkeitsnachweise für Mauerwerkswände bei Erdbebenbeanspruchung senkrecht zur Wandebene.....	130
a) Ermittlung der Erdbebenlast.....	130
b) Ermittlung der Biegemomente und der vorhandenen Biegezugspannungen.....	131
1. Wände ohne Halterung – Kragwände.....	131
2. Zweiseitig gelagerte Wände.....	132
3. Drei-/vierseitig gelagerte Wände.....	132
c) Zulässige Biegezugspannungen f_{xk1} und f_{xk2}	136
1. Zul. Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge.....	136
2. Zul. Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge.....	137
d) Nachweis Plattenschub.....	138
3.4 Vergleich der Erdbebennormen von Deutschland und dem Iran.....	140
3.4.1 Einleitung.....	140
3.4.2 Vergleich DIN 4149 – Standard No.2800.....	140
3.4.3 Bestimmung Erdbebenlast für Beispielgebäude.....	142
3.5 Parameteruntersuchungen zur Tragfähigkeit von Ausfachungen bei Beanspruchung in Wandquerrichtung – Empfehlungen.....	144
3.5.1 Einführung.....	144
3.5.2 Parameteruntersuchungen.....	145
a) Parameter: Mauerwerkswichte.....	145
b) Parameter: Wanddicke.....	145
c) Parameter: Wandlänge.....	146
d) Parameter: Steifigkeitsklasse.....	146
e) Parameter: Steinart.....	146
f) Parameter: Mörtelgruppe.....	147
g) Parameter: Verhältnis T_a/T_1	147
h) Parameter: Verhältnis \ddot{u}/h	148
Zusammenfassung – Empfehlungen bei Beanspruchung in Wandquerrichtung.....	149

4	Konstruktive Möglichkeiten zur weiteren Erhöhung der Tragfähigkeit von Ausfachungen	151
	4.1 Einleitung	151
	4.2 Verwendung höherfester Materialien in Eckbereichen	152
	4.2.1 Einleitung.....	152
	4.2.2 Verstärkung durch höherwertiges Mauerwerk.....	152
	4.2.3 Verstärkung durch unbewehrten Beton.....	153
	4.2.4 Zusatzmaßnahmen bei Beanspruchung in Querrichtung.....	154
	4.3 Verstärkung durch oberflächenapplizierte Strukturen	158
	4.3.1 Einleitung.....	158
	4.3.2 Faserverbundwerkstoffe.....	158
	4.3.3 Großmaschige Polymer-Kunststoffgitter mit/ohne flächigen Verbund....	160
	a) Kunststoffgitter als Lagerfugenbewehrung.....	160
	b) Kunststoffgitter als äußere Umfassung der Wände.....	162
	4.4 Vorgespanntes Mauerwerk	170
	4.4.1 Allgemeines.....	170
	4.4.2 Vorgespannte Ausfachungen aus Fertigbauteilen.....	171
	4.4.3 Amerikanisches System.....	172
	4.4.4 Schweizer System.....	175
	4.5 Bewehrtes Mauerwerk	176
	4.5.1 Allgemeines.....	176
	4.5.2 Horizontalbewehrung in Ausfachungen.....	176
	4.5.3 Vertikalbewehrung in Ausfachungen.....	177
5	Konstruktive Ausbildung der Fugen, Knotenpunkte und Diagonalen	181
	5.1 Einleitung	181
	5.2 Fugengröße – Abstand zwischen Rahmen und Ausfachung	183
	5.3 Fugenmaterial – Anforderungen	185
	5.4 Konstruktive Ausbildung der Fugen	186
	5.4.1 Seitliche Fugenausbildung.....	186
	a) Nischen.....	186
	b) Stahlprofile.....	190
	c) Anker.....	193
	d) Dorne.....	197
	5.4.2 Obere Fugenausbildung.....	198
	a) Stahlprofile (äußere Umschließung der Wand).....	198
	b) Stahlprofile (Innenhalterung mit geschlitzten Steinen).....	200
	c) Anker.....	201

5.5 Konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte und der Diagonalen	203
5.5.1 Allgemeines zum Anschluss Träger/Riegel an Stütze/Stiel.....		203
5.5.2 Allgemeines zum Anschluss der Diagonale im Knotenpunkt.....		204
5.5.3 Konstruktive Lösungen für Knotenpunkte der ausgefachten Rahmen...		208
6 Zusammenfassung		217
7 Verzeichnisse /Anhänge		223
Verwendete Bezeichnungen.....		223
Literaturverzeichnis.....		227
Abbildungsverzeichnis.....		233
Anhang A1 – Anwendungseinschränkung aus $V/H < 10$ (zu Abschn. 2.3).....		241
Anhang A2 – Nachweise Mauerwerksbau (zu Abschn. 2.5).....		249
Anhang A3 – Annahmen Modellgebäude (zu Abschn. 2.7).....		263
Anhang A4 – Parameter Wohngebäude Iran (zu Abschn. 2.8).....		267
Anhang A5 – Dokumentation der Programmcodes.....		269
Anhang A6 – Darlegung exemplarischer Rechengang mit Ergebnissen.....		305
Anhang A7 – Idealisierung der Kontaktfuge im FE-Modell.....		313

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die Ausfachung von Skelettbauten, insbesondere Rahmentragwerken aus Stahl und Stahlbeton durch Mauerwerkswände ist eine verbreitete Bauweise in vielen erdbebengefährdeten Gebieten der Erde (**Abb.1.1** und **Abb.1.2**). Die in den meisten Fällen nichttragenden Wände erfüllen hauptsächlich die Funktion der Raumabgrenzung und werden erst nach Fertigstellung des Haupttragwerks eingebaut. Hierfür ist Mauerwerk ein geeignetes Material, da es ebenso bauphysikalische Funktionen des Brand-, Wärme- und Schallschutzes übernehmen kann.



Abb.1.1 – Ausgefachter Stahlrahmen im Iran
(Bildquelle: Davood Urojzadeh)



Abb.1.2 – Ausgefachter Stahlbetonrahmen in Ägypten
(Bildquelle: picasaweb.google.de)

Es existieren zwei Herangehensweisen bei der Ausbildung der Ausfachungen. Entweder erfolgt eine völlige Entkopplung beider Bauteile voneinander, wodurch die Ausfachung als nichttragendes Element die Verformungen des Rahmens nicht behindern kann, oder die Ausfachung wird ohne konstruktive Trennung vom Rahmen als Teil des Tragwerks angesetzt und muss dementsprechend bei der Bemessung berücksichtigt werden. Aus statischer Sicht ist der zweite Fall in Erdbebenregionen aber problematisch. Eine Mitwirkung der Ausfachung beim Lastabtrag als Teil des Aussteifungssystems des Gebäudes findet hier statt. Die dabei auf die Ausfachung entfallenden Lasten sind im Erdbebenfall sehr groß.

In der Praxis bleibt die rechnerische Erfassung der Ausfachungen beim Abtrag der horizontalen Erdbebenlasten jedoch häufig unberücksichtigt, obwohl das Horizontaltragverhalten des gesamten Bauwerks durch Ausfachungen entscheidend beeinflusst werden kann. Durch Interaktion zwischen den beiden Traggliedern entsteht eine hybride Struktur, in der das Mauerwerk infolge der fehlenden Bemessung meist nicht in der Lage ist, die großen und unplanmäßig wirkenden Lasten aufzunehmen und weiterzuleiten. Aufgrund der stark nichtlinearen Charakteristik der Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung kommt es beim Versagen des Mauerwerks zu schwer erfassbaren Lastumlagerungen und Steifigkeitsänderungen im Gesamttragwerk. Die Nichtberücksichtigung dieser Tatsache kann hier zu großen Schäden am Bauwerk führen.

Neben dem Versagen der Ausfachung muss ebenso ein vorzeitiges Versagen der Rahmen in Betracht gezogen werden. So können z.B. schwache Rahmenstiele bei sehr steifem Mauerwerk auf Schub versagen (**Abb.1.3**), was den Einsturz des gesamten Bauwerks zur Folge haben kann. Um dies zu verhindern, muss die Zusatzbeanspruchung der Rahmen durch die Wechselwirkung mit den Ausfachungen bei der Bemessung der Rahmen berücksichtigt werden. Mindestanforderungen an die Rahmen in Abhängigkeit verschiedener Parameter müssen definiert werden.



Abb.1.3 – Schubversagen der Stützen (Bildquelle: [Bac02a])

Die größte Gefahr für Menschenleben geht jedoch von seitlich aus der Rahmenebene herausfallenden Wänden aus. Mögliches Versagen der Ausfachungen bei Beanspruchung quer zur Wandebene bleibt in der Planung ebenfalls häufig unberücksichtigt. Hauptursache für Schäden sind hier neben der fehlenden Bemessung für diesen Lastfall die ungenügende Ausbildung der seitlichen und oberen Halterungen der Wände sowie das Fehlen eventuell notwendiger Maßnahmen zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Ausfachung in Querrichtung. Die richtige konstruktive Ausbildung der Kontaktfugen und der Rahmenecken ist eine wichtige Voraussetzung zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit von ausgefachten Rahmen.

Durch heutige FE-Software ist eine nahezu exakte Modellierung ausgefachter Rahmen möglich. Die aufwändige EDV-Eingabe und Berechnung stehen aber oft in keinem ausgewogenen Verhältnis zum tatsächlichen praktischen Nutzen. Alternativ können Ersatzstabmodelle trotz Idealisierungen ausreichend genaue Ergebnisse liefern. Ihre Anwendbarkeit ist jedoch begrenzt.

1.2 Relevanz der Thematik

Die hohe Relevanz der Thematik wird durch das verheerende Erdbeben im iranischen Bam im Jahr 2003 deutlich, bei dem mehr als 30000 Menschen ihr Leben verloren. Die Sachschäden betragen über eine Milliarde US-Dollar. Neben vielen reinen Mauerwerksbauten wurden auch zahlreiche Bauwerke mit ausgefachten Rahmen beschädigt bzw. fast komplett zerstört (**Abb.1.4** und **Abb.1.5**). Nur 7 Monate später wurde die Region erneut von einem schweren Beben erschüttert. Es traten Schäden an inzwischen wieder („falsch“) aufgebauten Gebäuden auf, was die Kosten zusätzlich erhöhte. Das Beispiel Bam verdeutlicht gut, dass erdbebengerechte Konstruktionen außer zum Schutz von Menschenleben auch zur Vermeidung großer wirtschaftlicher Schäden zwingend erforderlich sind.



Abb.1.4 – Ausfachtung mit Diagonalriss
(Bildquelle: Davood Urojzadeh)



Abb.1.5 – Zerstörte Ausfaltungen
(Bildquelle: Davood Urojzadeh)

1.3 Ziel der Arbeit

Ziel der Arbeit ist es, einen Gesamtüberblick über die Anwendung von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlrahmen in erdbebengefährdeten Gebieten zu geben. Dies beinhaltet sowohl die Berechnung als auch konstruktive Aspekte. Für den Fall einer Interaktion zwischen beiden Bauteilen (fehlende konstruktive Trennung) wird eine einfache und für den Tragwerksplaner praktikable Modellierung des hybriden Tragwerks vorgestellt. Die meisten wissenschaftlichen Arbeiten enden mit der Entwicklung solcher Modelle, ohne diese in einem nächsten Schritt für die praktische Bemessung des Mauerwerks anzuwenden und die Einzelmodelle auf komplette Gebäude zu übertragen. Es gibt deshalb bisher kaum Aussagen, inwieweit ausgefachte Rahmen gezielt eine Rolle als Teil des Aussteifungssystems spielen können. Untersuchungen zu Einsatzmöglichkeiten und -grenzen ausgefachter Rahmen als Teil der Gebäudeaussteifung in Erdbebengebieten sollen deshalb den Schwerpunkt dieser Arbeit bilden. Es werden die Grundlagen zur Nachweisführung für die Ausfachtung zusammengestellt. Mit Hilfe dieser Grundlagen werden anhand von Beispielgebäuden die Spannungsnachweise für Beanspruchungen in

Wandlängsrichtung geführt. Hierfür wird ein einfaches VBA Excel-Programm bereitgestellt, das die Nachweisführung in der Praxis erleichtern soll. Die Eignung ausgefachter Rahmen als Teil der Aussteifung wird durch die Festlegung von empfohlenen Grenzwerten für verschiedene Parameter (z.B. für Geometrie, Material, etc.) angegeben. Für die Beanspruchung in Querrichtung erfolgen ebenfalls Tragfähigkeitsuntersuchungen, aus denen wiederum Empfehlungen für Anwendungsgrenzen in der Praxis abgeleitet werden.

Außerdem werden Möglichkeiten zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Ausfachungen sowie geeignete konstruktive Lösungen zur Ausbildung der Knotenpunkte und der Kontaktfugen zwischen Rahmen und Ausfachung vorgestellt.

1.4 Aufbau der Arbeit – Vorgehensweise, Ansatz

Im ersten Teil der Arbeit (Kapitel 2) wird das Tragverhalten ausgefachter Rahmen bei horizontaler Beanspruchung in Wandebene untersucht. Es soll zuerst der Stand der Technik existierender Ersatzstabmodelle (Makromodell) vorgestellt und die Modelle hinsichtlich ihrer praktischen Anwendbarkeit bewertet werden (Abschn. 2.2). Wie gut und innerhalb welcher Grenzen diese Modelle die Wirklichkeit abbilden, soll anhand von Vergleichsberechnungen mit einem vereinfachten diskreten FE-Modell (Mikromodell) überprüft werden (Abschn. 2.3). Zur gezielten Beeinflussung der Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen werden anhand des FE-Modells Abhängigkeiten der Steifigkeit von verschiedenen Geometrie- und Materialparametern durchgeführt (Abschn. 2.4).

Als nächstes soll ein geeignetes Ersatzstabmodell ausgewählt und verwendet werden, um für die Praxis nutzbare Aussagen zur Horizontaltragfähigkeit von ausgefachten Rahmen treffen zu können. Nach Zusammenstellung der Bemessungsgrundlagen (Abschn. 2.5, Abschn. 2.6) soll deshalb anhand eines einfachen Modellgebäudes untersucht werden, innerhalb welcher Grenzen (Erdbebenzone, Geschosszahl, Mörtelgruppen, etc.) nahezu keine Schäden an Ausfachung und Rahmen entstehen und innerhalb welcher Grenzen ausgefachte Rahmen in Tragsystemen, die keine weiteren Aussteifungselemente besitzen, in der Lage sind, die Erdbebenlasten schadensfrei in den Baugrund abzutragen (Abschn. 2.7). Ein wichtiges Augenmerk gilt dabei der wirtschaftlichen Abstimmung beider Tragwerksteile aufeinander sowie der Festlegung von Mindestanforderungen an die Rahmen, um deren vorzeitiges Versagen (z.B. bei Kombination aus schlanken Rahmenstielen und sehr steifen Mauerwerksausfachungen) zu verhindern.

Weiterhin soll anhand eines iranischen Wohngebäudes exemplarisch überprüft werden, welchen Einfluss die Nichtberücksichtigung von Ausfachungen auf die Aussteifung in Mischsystemen hat (Abschn. 2.8). Mischsysteme sind Systeme, in denen Felder planmäßig durch Stahlverbände ausgesteift sind, zusätzlich aber auch durch Mauerwerk unplanmäßig ausgesteifte Felder vorhanden sind. Für die Überprüfung der Tragfähigkeit der Ausfachungswände sollen für beide Beanspruchungsrichtungen die nach der derzeit gültigen Norm erforderlichen Nachweise in einem VBA-Excelprogramm implementiert werden.

In einer Nebenbetrachtung werden die wichtigsten Unterschiede zwischen den in der Praxis häufig miteinander verwechselten Konstruktionsarten „Ausgefachter“ Rahmen und „Eingefasstes“ bzw. „Umfasstes“ Mauerwerk aufgezeigt (Abschn. 2.9).

Im zweiten Teil der Arbeit (Kapitel 3) soll das Tragverhalten des Mauerwerks bei Beanspruchung quer zur Wandebene betrachtet werden. Nach Zusammenstellung der Bemessungsgrundlagen (Abschn. 3.3) sollen Parameteruntersuchungen klären, unter welchen Voraussetzungen Wände ohne zusätzliche konstruktive Maßnahmen standsicher ausgeführt werden können (Abschn. 3.5).

In einer weiteren Nebenbetrachtung werden die momentan gebräuchlichen dynamischen Berechnungsverfahren des Erdbebeningenieurwesens vorgestellt (Abschn. 3.2). Außerdem werden die gültigen Erdbebennormen von Deutschland und dem Iran als Grundlage zur Untersuchung des iranischen Wohngebäudes einem Vergleich unterzogen (Abschn. 3.4).

Für den Fall der nicht erfüllten Standsicherheit im Erdbebenfall soll im dritten Teil der Arbeit (Kapitel 4) ein Überblick über konstruktive Möglichkeiten zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Ausfachungen in Längs- und in Querrichtung gegeben werden.

Da das Potenzial der Tragfähigkeit ausgefachter Rahmen oftmals wegen ungenügend ausgeführter Details nicht ausgeschöpft wird, sollen im letzten Teil der Arbeit (Kapitel 5) verschiedene konstruktive Lösungen zur Ausbildung der Kontaktfugen zwischen Rahmen und Ausfachung (Abschn. 5.4) und zur Ausbildung der Knotenpunkte (Abschn. 5.5) aufgezeigt werden. Dies beinhaltet auch die Definition von Anforderungen und Empfehlungen an Fugenmaterial (Abschn. 5.3) sowie Fugengeometrie (Abschn. 5.2).

2 Ausgefachte Rahmen bei Beanspruchung in Wandlängsrichtung

2.1 Einleitung

Rahmen werden im Bauwesen schon seit mehr als 200 Jahren mit Mauerwerk ausgefacht [FEMA98]. Da die Ausfachung nachträglich erfolgt, werden vom Mauerwerk im Normalfall außer seinem Eigengewicht keine weiteren Vertikallasten aufgenommen. Für den Abtrag horizontaler Einwirkungen in Längsrichtung der Ausfachung (Voraussetzung: keine Trennfugen) ist das Heranziehen der Mauerwerkswände als Teil der Aussteifung innerhalb enger Grenzen möglich. Die Wände können das Gesamttragverhalten des Bauwerks sowohl positiv als auch negativ beeinflussen. So werden einerseits die Horizontalverschiebungen des Bauwerks vermindert, andererseits vergrößern sich gleichzeitig die auf die Konstruktion einwirkenden Erdbebenlasten aufgrund der höheren Gesamtsteifigkeit des Tragwerks.

Ausgefachte Rahmen bestehen aus zwei Strukturen, die einzeln jeweils ein unterschiedliches Tragverhalten aufweisen, zusammen aber ein hybrides Tragwerk mit neuen Eigenschaften bilden. In **Abb. 2.1** sind die Verformungen für beide Tragsysteme unter gleicher Horizontallast im gleichen Maßstab abgebildet. Bei Kombination beider Tragglieder kommt es zur Interaktion zwischen ihnen, es bilden sich Bereiche aus, in denen sich die Elemente entweder voneinander lösen oder gegeneinander abstützen (**Abb. 2.2**). In den Kontaktzonen kommt es zu hohen Zusatzbeanspruchungen für beide Elemente.



Abb.2.1 – Verformungsbilder eines Rahmens und einer Wandscheibe unter gleicher Horizontallast (gleicher Maßstab)

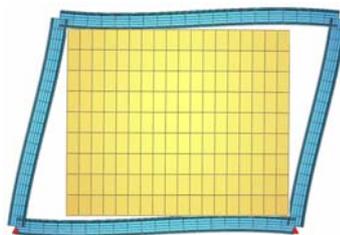


Abb.2.2 – Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung

Oftmals wird die Tatsache vernachlässigt, dass bei Erdbeben auch Bereiche des Rahmens (i.d.R. Rahmenstiel) geschädigt werden können. Um dies zu vermeiden, ist eine

wirtschaftliche Abstimmung der Tragfähigkeiten von Rahmen und Mauerwerk aufeinander erforderlich.

Voraussetzung für die planmäßige Nutzung von Ausfachungen als Teil der Aussteifung sind ausreichende Festigkeitseigenschaften der Ausfachung. Werden die zulässigen Materialfestigkeiten überschritten, so kann dies zu beträchtlichen Steifigkeitsveränderungen innerhalb des Bauwerks und somit zu Umlagerungen von Lasten führen. Die rechnerische Erfassung des Einflusses der ausgefachten Rahmen (planmäßig oder unplanmäßig) auf das Aussteifungssystem des Gebäudes ist in jedem Fall zwingend erforderlich. Die Grundlagen hierfür und das prinzipielle Vorgehen sollen in diesem Kapitel vorgestellt werden.

Die einfachste Möglichkeit, eine Mauerwerksausfachung zu modellieren, ist ihr Ersatz durch einen beidseitig gelenkig angeschlossenen Diagonaldruckstab. In diesem Kapitel sollen verschiedene Ersatzstabmodelle für die vereinfachte Berechnung ausgefachter Rahmen vorgestellt und hinsichtlich ihrer Eignung bewertet werden.

Durch Vergleichsberechnungen mit einem FE-Modell sollen die Anwendungsgrenzen für ein geeignetes und im Verlauf dieser Arbeit weiterhin zu benutzendes Ersatzstabmodell ermittelt werden.

Im Anschluss erfolgen Parameteruntersuchungen zur Ermittlung des Einflusses der maßgebenden Kenngrößen auf die Horizontalsteifigkeit von ausgefachten Rahmen.

In einem nächsten Schritt werden die Grundlagen für die Bemessung von Ausfachung und Rahmen vorgestellt und diese anhand eines Modellgebäudes angewendet. Es sollen Empfehlungen für Grenzwerte angegeben werden, bei deren Einhaltung mit keinen bzw. nur unbedeutenden Schäden an Ausfachung und Rahmen zu rechnen ist und bei deren Einhaltung ausgefachte Rahmen als alleinige Aussteifungselemente eingesetzt werden können. Die Berechnungen erfolgen für eine nicht biegesteife Ausbildung der Riegel-Stütze-Knotenpunkte, da die Unterschiede im Vergleich zur biegesteifen Ausbildung vernachlässigbar klein sind (Abschn.2.8.5).

Am Beispiel eines typischen iranischen Wohngebäudes wird außerdem untersucht, welche Auswirkung die Berücksichtigung bzw. Nichtberücksichtigung ausgefachter Rahmen in Mischsystemen (= Systeme mit planmäßigen Aussteifungen in Form von Verbandsfeldern und Mauerwerksausfachungen) auf das Horizontaltragverhalten von Bauwerken in Erdbebengebieten hat.

Abschließend erfolgt ein allgemeiner Vergleich der im Bauwesen häufig miteinander verwechselten Konstruktionsarten „Ausgefachter Rahmen“ und „Eingefasstes Mauerwerk“.

Für den Fall einer konstruktiven Trennung zwischen Mauerwerk und Rahmen erfolgt keine Interaktion zwischen beiden Traggliedern. Die Ausfachungen sind hier nichttragende Elemente. Für konstruktive Lösungen von Trennungsfugen wird auf Kapitel 5 verwiesen.

2.2 Modellbildung

Nach Pubal [Pub88] werden drei nachfolgend vorgestellte Ausfachungstypen unterschieden.

2.2.1 Ausfachungstypen

a) Ausfachungstyp 1

Bei diesem Typ ist die monolithische Wand kontinuierlich mit dem Rahmen verbunden (**Abb.2.3**). Alle Zug-, Druck- und Schubkräfte werden über Kontakt mit dem Rahmen übertragen. Das Tragwerk kann als Wandscheibe mit sehr steifen Randbereichen angenommen werden. Die Ausfachung ist hauptsächlich Querkraftbeanspruchungen ausgesetzt. Zug- und Druckkräfte dagegen konzentrieren sich in den Randbereichen.

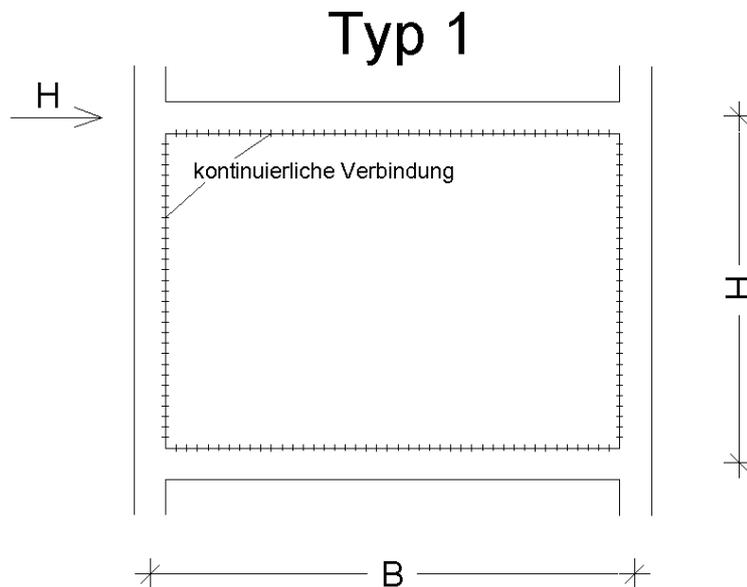


Abb.2.3 – Ausfachungstyp 1

Bei diesem Typ kommen verschiedene Materialien für die Ausfachung in Frage. **Abb.2.4** zeigt ein Beispiel (Stadtpfarrkirche Müncheberg/Brandenburg) für eine in Ort beton geplante Stahlbeton ausfachung vor dem Aufbringen des Spritzbetons. Die kontinuierliche Verbindung erfolgte hier über an den Stahlprofilen angeschweißte Kopfbolzendübel.

In **Abb.2.5** ist eine weitere in Ort beton ausgeführte Variante dargestellt. Hier werden die Stahlprofile komplett einbetoniert und wirken nach Erhärten des Betons zusammen mit der Wandscheibe wie ein senkrecht stehender Verbundbiegeträger.

Stahlskelette und Rahmen können ebenso durch Stahlblechfelder ausgefacht werden (**Abb.2.6**). Bei dieser zum Abtrag großer Horizontallasten geeigneten Lösung werden die Bleche kraftschlüssig an die umlaufenden Stahlprofile angeschweißt. Zusammen mit diesen bilden die Bleche einen großen Vollwandträger, dessen Steg zusätzlich gegen Beulen

gesichert werden muss. Auch Mauerwerkswände, deren Kontaktfugen zum Rahmen sauber verfugt sind, wirken bei kleinen Horizontallasten im Verbund mit den Stahlprofilen wie eine Wandscheibe (Voraussetzung: ungerissene Kontaktfugen).



Abb.2.4 – Variante Stahlbetonausfachung in Ortbeton (Bildquelle: Prof. Dr.-Ing. E. Widjaja)

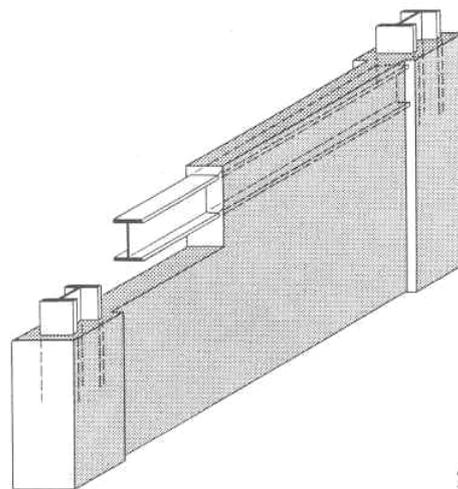


Abb.2.5 – Variante Stahlbetonausfachung in Ortbeton (Bildquelle: [Har82])

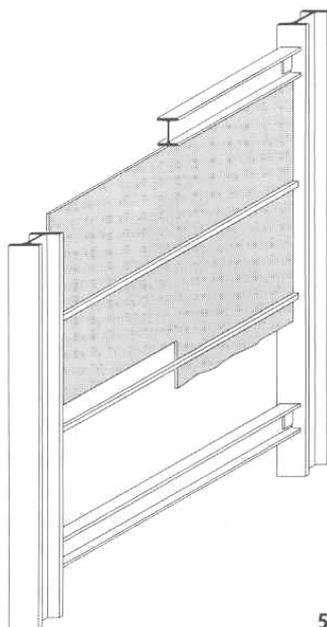


Abb.2.6 – Ausfachung durch Stahlblechfelder (Bildquelle: [Har82])

b) Ausfachungstyp 2

Beim zweiten Typ sind die Ausfachungen nicht über die komplette Länge mit dem Rahmen verbunden, die Befestigung erfolgt nur in den Eckbereichen. Bei diesem Typ überträgt die Ausfachung neben Querkräften hauptsächlich Druckkräfte über Kontakt in den Fugen. Das Tragverhalten kann modellhaft mit Hilfe einer Druck- und einer Zugdiagonalen, wie in **Abb.2.7** dargestellt, verdeutlicht werden.

Beispiele hierfür lassen sich hauptsächlich im Stahlbetonfertigteiltbau finden. **Abb.2.8** zeigt ein Wandelement, dessen Anschlussbewehrung in den Ecken durch Haken im Knotenpunkt verankert wird. Die Fugen zwischen Rahmen und Wand sind mit Mörtel ausgefüllt. Bei einer weiteren in **Abb.2.9** dargestellten Variante werden mittels Rundstählen verankerte Knotenbleche in die Wandscheibe einbetoniert. Der Anschluss an das Rahmenprofil erfolgt durch Schraubverbindungen.

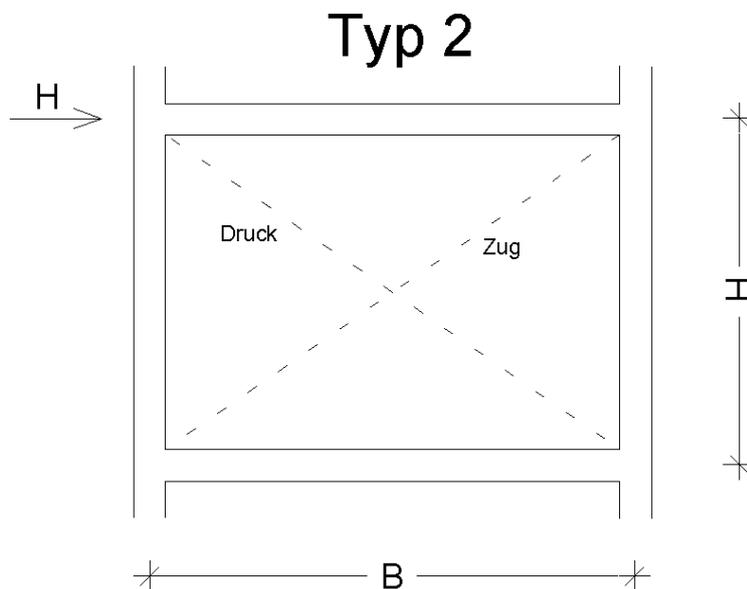


Abb.2.7 - Ausfachungstyp 2

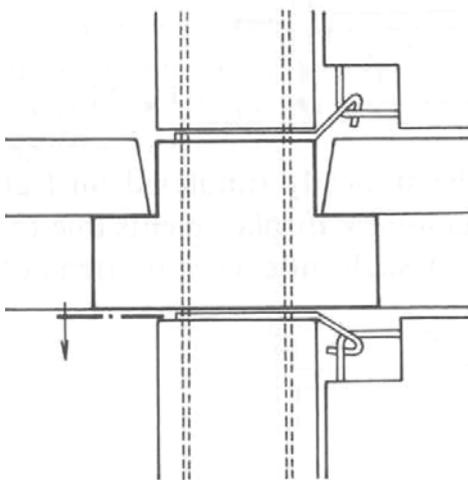


Abb.2.8 – Beispiel Ausfachungstyp 2

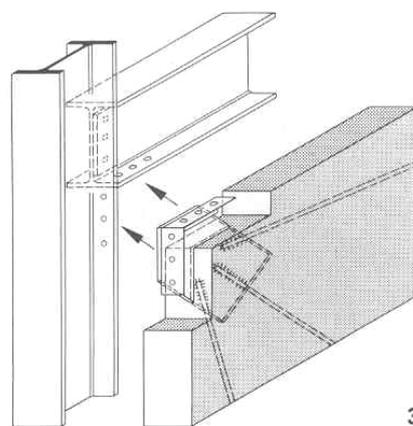


Abb.2.9 - Beispiel Ausfachungstyp 2 (Bildquelle: [Har82])

c) Ausfachungstyp 3

Bei diesem Typ wird die Ausfachung in den Rahmen eingefügt, indem die leeren Rahmenfelder nachträglich mit Steinen ausgemauert werden. Die Fugen zwischen den Mauerwerkswänden und dem Rahmen sind mit Mörtel ausgefüllt. Zusätzliche Verbundelemente oder Verankerungen kommen nicht zum Einsatz. Nachdem die Kontaktfugen bei genügend großer horizontaler Belastung von den Eckbereichen her reißverschlussartig aufgerissen sind (für Verlauf siehe Abschn.2.3.5), bildet sich in der Ausfachung eine diagonal verlaufende Druckstrebe aus (**Abb.2.10**). Voraussetzung hierfür ist eine ausreichend große Haftscherfestigkeit zwischen Mörtel und Steinen, ansonsten versagt die Ausfachung vorzeitig durch Gleiten in einer oder sogar mehreren Lagerfugen.

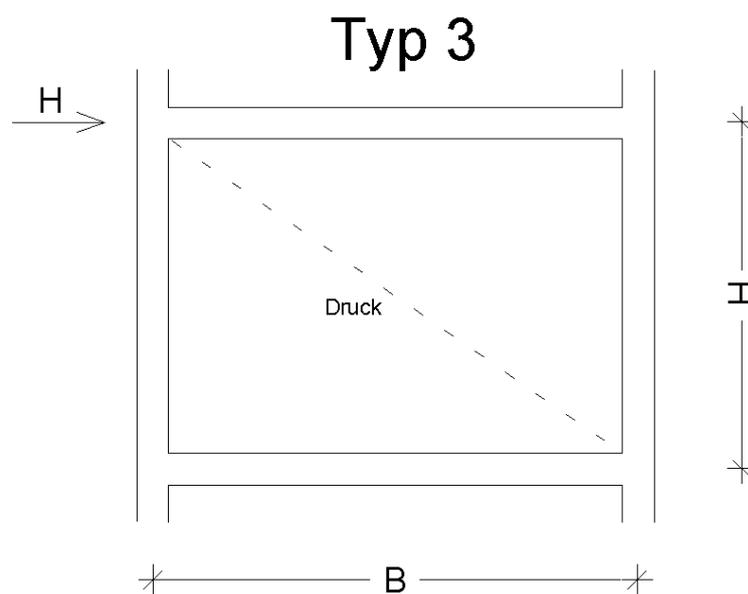


Abb.2.10 - Ausfachungstyp 3

Die Ausbildung der Druckdiagonale erfolgt wie in einer nur auf Schub beanspruchten Stahlbetonwandscheibe mit am Wandrand konzentrierter Vertikalbewehrung. In **Abb.2.11** stellt Thürlimann [Thü97] für Schubwände aus Stahlbeton Varianten von Spannungsfeldern mit konzentrierter (**Abb.2.11** links) und verteilter (**Abb.2.11** rechts) Vertikalbewehrung vor. Das rechte Modell entspricht dem Spannungsfeld in der Ausfachung bei noch ungerissenen Kontakt- und Lagerfugen zu Belastungsbeginn. Es können sich mehrere schrägverlaufende Druckstreben, die zusammen ein Spannungsfeld ergeben, ausbilden. Die dabei auftretenden Zugspannungen in Vertikalrichtung können übertragen werden, da die vorhandenen Haftscherfestigkeiten in den Fugen noch nicht überschritten sind. Das linke Modell hingegen entspricht dem Tragverhalten des Ausfachungstyps 3 bei schon gerissenen Kontaktfugen. Infolge der überschrittenen Haftscherfestigkeiten können in den Anschlussfugen keine Kräfte auf die Ausfachung übertragen werden. Die Horizontallast wird über den als Zugglied wirkenden Rahmenriegel in die linke obere Ecke zurückgehängt, und die dabei entstehende Umlenkraft wird von dort über eine einzelne große Druckdiagonale in das rechte untere Auflager abgeleitet.

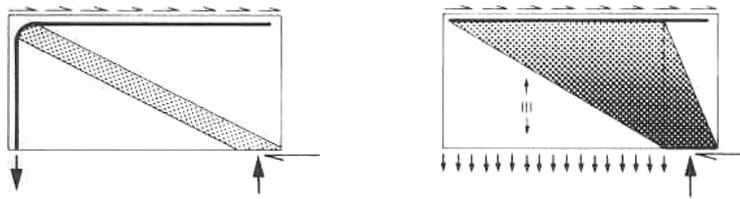


Abb.2.11 – Varianten für Spannungsfelder bei konzentrierter (links) und verteilter (rechts) Vertikalbewehrung (Bildquelle: [Thü97])

2.2.2 Analytische Modelle

Obwohl die Konstruktionsart „Ausgefachter Rahmen“ schon seit mehr als 200 Jahren existiert, dauerte es bis in die 50er Jahre des vergangenen Jahrhunderts, ehe Untersuchungen zu den Wechselbeziehungen zwischen Rahmen und Ausfachung durchgeführt wurden. Der Russe Poljakow [Pol57] leistete in der damaligen Sowjetunion Pionierarbeit auf diesem Gebiet. Der Amerikaner Stafford Smith übernahm dessen Ergebnisse teilweise und trieb die Entwicklung in den 60er Jahren weiter voran.

Neben experimentellen Untersuchungen (eine Kurzdarstellung ist in [Schm01] zu finden) wurden zunehmend auch analytische Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter Rahmen durchgeführt, mit dem Ziel, mechanische Modelle bereitzustellen. Es wurden verschiedene Varianten zur Ermittlung der Verbundfestigkeit vorgeschlagen, u.a. mit Hilfe der Methode der finiten Differenzen oder stark vereinfacht als Schub-Balkenmodell. Eine zusammenfassende Darstellung der wichtigsten Vorgehensweisen ist in „The State of the Art in Infilled Frames“ [Mog87] zu finden. Letztendlich sind heutzutage nur noch zwei Modellierungsarten von praktischer Bedeutung. Dabei ist der Ersatz der Ausfachung durch einen Diagonalstab die gängigste Methode und stellt bei makroskopischen Modellen den derzeitigen Stand der Technik dar (Stafford Smith stellte 1966 hierfür einen ersten Lösungsvorschlag bereit). Durch immer leistungsfähigere Hard- und Software sind mittlerweile ebenso mikroskopische Modelle verbreitet. Der Autor beschränkt sich in der Arbeit auf diese beiden Arten der Modellierung.

2.2.3 Ersatzstabmodelle

Die gängigste Methode, ausgefachte Rahmen ohne aufwändige FE-Programme zu modellieren, ist der Ersatz der Ausfachungen durch Diagonalstäbe. Im Folgenden soll eine kurze Übersicht über verschiedene Verfahren zur Ermittlung der Breite solcher Ersatzstäbe gegeben werden. Neben der Modellierung der Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen ist bei Einsatz von Ersatzstabmodellen auch eine Ermittlung der im Mauerwerk auftretenden Spannungen infolge der Diagonaldruckkraft im Bereich des Ersatzstabes möglich. Soweit nicht anders angegeben, wird bei den folgenden Verfahren der Ersatzstab mit einem konstanten E-Modul modelliert.

a) Ersatzstabmodelle Ausfachungstyp 3

1. Abschätzung nach Stafford Smith [Schm01]

Stafford-Smith schätzt die Dicke des Ersatzstabes näherungsweise mit einem Zehntel der Länge der Ausfachungsdiagonale l_d ab. Diese einfache Näherung liefert nur akzeptable Ergebnisse bei ähnlichen Steifigkeiten von Rahmenriegeln und Rahmenstützen. Für Überschlagsrechnungen ist die Formel für Stahlbeton- und Stahlrahmen bei $EI_r \approx EI_s$ aber durchaus geeignet.

Zur besseren Erfassung der unterschiedlichen Trägheitsmomente von Riegel und Stütze führte Stafford Smith später den Parameter λ ein, der in den meisten nachfolgend vorgestellten Modellen Anwendung findet. λ beschreibt die Relativsteifigkeit zwischen Rahmen und Ausfachung und ist folgendermaßen definiert:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot d_a \cdot \sin 2\Theta}{4 \cdot E \cdot I_s \cdot h_a}} \quad \left[\frac{1}{m} \right]$$

2. Ersatzstabmodell nach Mainstone [Mai72]

Mainstone gibt 1971 zur Ermittlung der Breite der Ersatzdiagonale halbempirische Formeln an, die er aus Versuchen an ausgefachten Rahmen abgeleitet hat und benutzt dabei den zuvor erwähnten Systemparameter λ . Die Formeln für die Ersatzstabdicken bei Ausfachungen aus Mauerwerk lauten:

$$\text{für } \lambda < 5 : \quad b_e = 0,175 \cdot (2 \cdot l_d \cdot \sin \Theta) \cdot (\lambda \cdot H)^{-0,4}$$

$$\text{für } \lambda > 5 : \quad b_e = 0,16 \cdot (2 \cdot l_d \cdot \sin \Theta) \cdot (\lambda \cdot H)^{-0,3}$$

Der Ansatz nach Mainstone wird z.B. in dem Leitfaden FEMA-273 [Fema97] der amerikanischen Behörde zum Schutz vor Naturkatastrophen angewendet.

3. Ersatzstabmodell nach Schmidt [Schm01]

Schmidt entwickelte für Stahlbetonrahmen ein Modell mit zwei Ersatzdiagonalen (**Abb.2.12**). Die beiden Ersatzstäbe stützen sich jeweils gegen den Schwerpunkt der Kontaktflächenspannung zwischen Ausfachung und Riegeln bzw. Stützen ab. Schmidt geht von einer dreieckförmigen Spannungsverteilung in den Ecken aus und gibt die Lage der Angriffspunkte der Diagonalen mit folgenden halbempirischen Formeln an:

$$l_{k1} = b_a \cdot \frac{a}{\lambda \cdot b_a + 6 \cdot a} \quad \text{mit} \quad a = \frac{b_r^4}{b_s^2} + 4,5 \cdot \sqrt{\tan \Theta} \cdot b_r^3 \leq 0,2$$

$$l_{k2} = h_a \cdot \frac{1}{3 \cdot (\lambda \cdot h_a + 2)}$$

$$l_{k3} = b_a \cdot \sqrt{\left(\frac{\pi}{\lambda \cdot b_a}\right)^5} \quad \text{für } \lambda \geq 5$$

$$l_{k3} = \frac{1}{6} \cdot b_a \quad \text{für } \lambda < 5$$

$$l_{k4} = h_a \cdot \frac{1}{2 \cdot (\lambda \cdot h_a + 2)}$$

Wegen der angenommenen dreiecksförmigen Verteilung der Kontaktspannungen errechnen sich die Kontaktlängen a nach:

$$a_{1-4} = 3 \cdot l_{k1-4}$$

Die Breiten der Ersatzdiagonalen betragen:

$$b_{eI} = \cos \Theta \cdot a_2$$

$$b_{eII} = \sin \Theta \cdot a_1$$

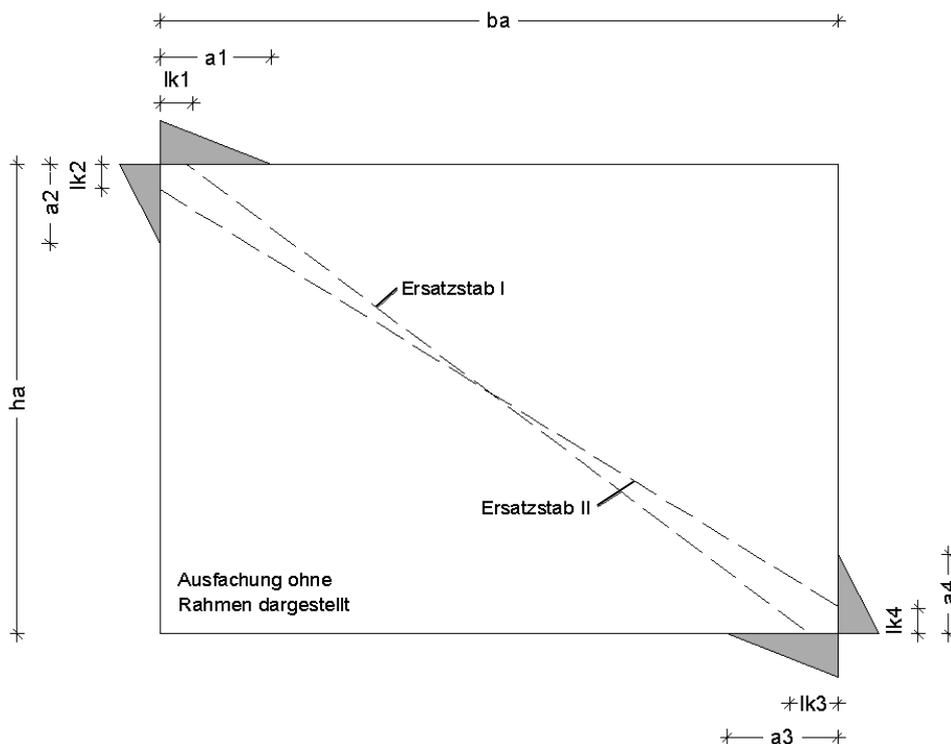


Abb.2.12 – Ersatzstabmodell nach Schmidt [Schm01]

4. Ersatzstabmodell nach Pubal [Pub88]

Wie zuvor Schmidt geht Pubal bei der Ermittlung der Breite der Ersatzdiagonale den Weg über die Kontaktzonen in den Ecken. Die Kontaktlängen werden nach der „Theorie der elastischen Streifen“ berechnet. Dabei werden zunächst unter Annahme gleicher Biegesteifigkeiten für Ausfachung und Rahmenriegel bzw. Ausfachung und Rahmenstiel äquivalente Rahmendicken h_x und h_y ermittelt (**Abb.2.13**):

$$EI_{\text{Wand}} = EI_{\text{Rahmen}}$$

$$E_m \cdot \frac{1}{12} \cdot d_a \cdot h_x^3 = E \cdot I_r \quad \text{bzw.} \quad E_m \cdot \frac{1}{12} \cdot d_a \cdot h_y^3 = E \cdot I_s$$

Umgestellt nach h_x und h_y ergeben sich:

$$h_x = 2,29 \cdot \sqrt[3]{\frac{E \cdot I_r}{E_m \cdot d_a}} \quad \text{bzw.} \quad h_y = 2,29 \cdot \sqrt[3]{\frac{E \cdot I_s}{E_m \cdot d_a}}$$

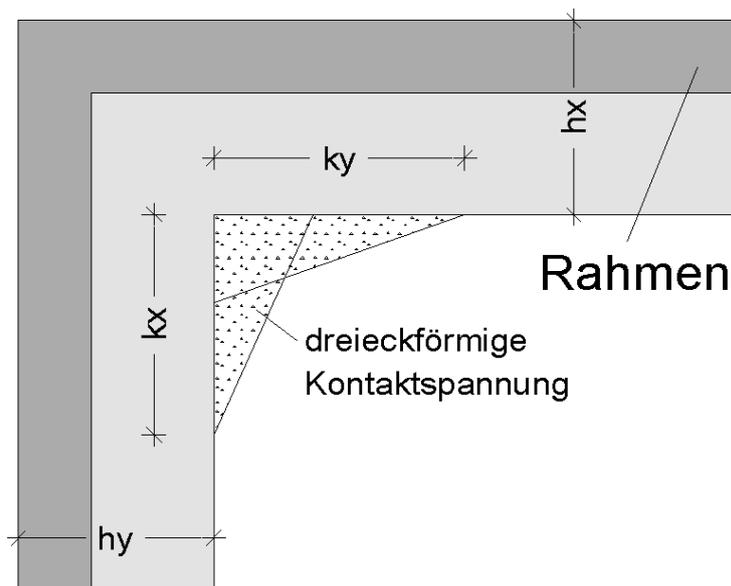


Abb.2.13 – Ermittlung äquivalenter Rahmendicken nach Pubal [Pub88]

Die Dicke der Ersatzdiagonale im Eckbereich (**Abb.2.14**) berechnet sich nach:

$$b_{e1} = k_x \cdot \sin \varphi + k_y \cdot \cos \varphi = \frac{\pi}{2} \cdot (h_y \cdot \sin \varphi + h_x \cdot \cos \varphi)$$

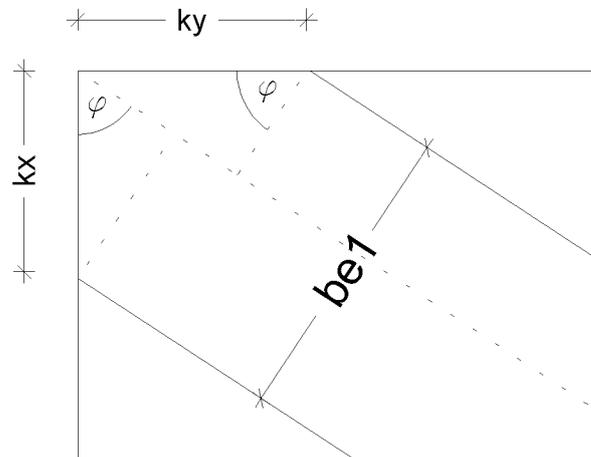


Abb.2.14 – Dicke der Ersatzdiagonale im Eckbereich

Die Druckdiagonale ist im Eckbereich schmaler als im Bereich der Wandmitte, wo eine Aufweitung stattfindet. Dies ist in **Abb.2.15** erkennbar, wo Bereiche mit geringen Hauptdruckspannungen gelb bis grün, Bereiche mit hohen Hauptdruckspannungen rot dargestellt sind.

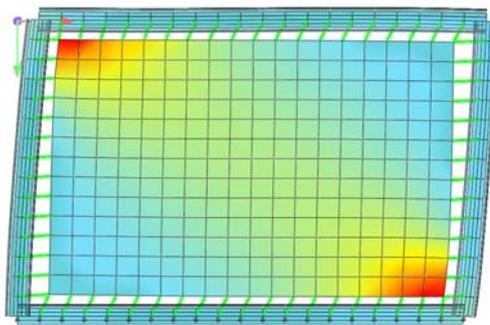


Abb.2.15 – Hauptdruckspannungen in Ausfachung

Die Dicke der Ersatzdiagonale in Wandmitte wird in Abhängigkeit der kleineren der beiden Rahmenabmessungen B bzw. H wie folgt angesetzt:

$$b_{e2} = \frac{x}{\sqrt{2}} \quad \text{mit } x = \min(B ; H)$$

Die endgültige Ersatzstabbreite berechnet sich aus:

$$b_e = 2 \cdot \frac{b_{e1} \cdot b_{e2}}{b_{e1} + b_{e2}}$$

5. Ersatzstabmodell nach Stafford Smith [Pub88]

Auch für Stafford Smith ist die Kontaktlänge zwischen Rahmen und Ausfachtung Ausgangsgröße zur Ermittlung der Ersatzstabbreite b_e . Smith orientiert sich bei der Modellierung an der Analogie zu einem elastisch gebetteten Balken und kommt für die Kontaktlängen zwischen Wand und Rahmenstützen zu:

$$a_2 = a_4 = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda}$$

Für die Kontaktlängen entlang der Rahmenriegel nimmt Stafford Smith aufgrund von durchgeführten Versuchen näherungsweise an:

$$a_1 = a_3 = \frac{1}{2} \cdot B$$

Mit Hilfe der Kontaktlängen versuchte Stafford Smith analytisch Dicken für Ersatzstäbe zu ermitteln, die jedoch größer als die experimentell ermittelten Werte waren. Deshalb entwickelte er aus seinen analytischen und experimentellen Ergebnissen Diagramme wie in **Abb.2.16** [Pub88] dargestellt, aus denen in Abhängigkeit von λ , H und l_d die Ersatzstabbreite abgelesen werden kann.

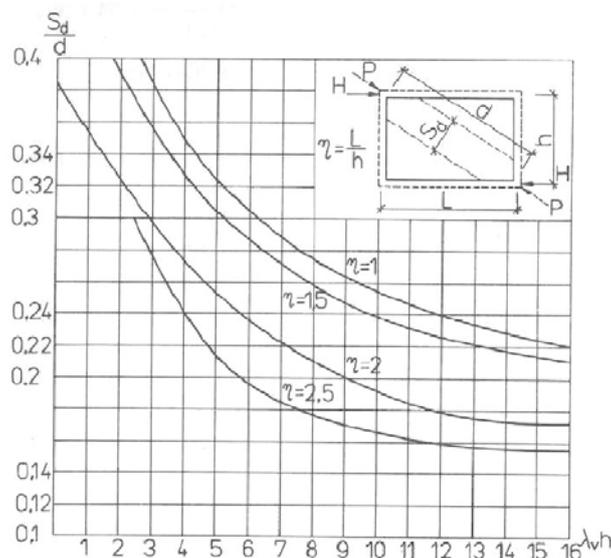


Abb.2.16 – Diagramm zur Ermittlung der Ersatzstabbreite nach Smith (Bildquelle: [Pub88])

6. Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah [Far96]

Das zuvor beschriebene Ersatzstabmodell nach Stafford Smith wurde von Dawe und Seah weiterentwickelt und sieht für die Ermittlung der Kontaktlängen folgende ähnliche Ansätze vor:

$$a_2 = a_4 = \frac{\pi}{1.5 \cdot \lambda_C} \quad \text{für Kontaktlänge mit Stütze und}$$

$$a_1 = a_3 = \frac{\pi}{1.5 \cdot \lambda_B} \quad \text{für Kontaktlänge mit Riegel.}$$

Mit
$$\lambda_C = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot h_a \cdot \sin 2\Theta}{4 \cdot E \cdot I_s \cdot d_a}} \quad \text{bzw.} \quad \lambda_B = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot b_a \cdot \sin 2\Theta}{4 \cdot E \cdot I_r \cdot d_a}}$$

ergibt sich die Dicke der Ersatzdiagonalen nach:

$$b_e = a_2 \cdot \cos \Theta + a_1 \cdot \sin \Theta$$

Untersuchungen zeigten, dass die nach Dawe/Seah ermittelten Ersatzstabbreiten bei Stahlrahmen eine sehr gute Übereinstimmung mit den nach den halbempirischen Mainstone-Formeln errechneten Werten aufweisen.

7. Ersatzstabmodell nach Wang [Wan93]

Wang stellt in seiner Arbeit [Wan93] die Ermittlung eines effektiven E-Moduls, der die anisotropen Eigenschaften von Mauerwerk berücksichtigt, für den Ersatzstab vor. Für die effektive Ersatzstabbreite greift er auf einen frühen Vorschlag von Holmes [Hol61] zurück. Dieser legt die Ersatzbreite mit 25 Prozent der Diagonalenlänge fest, was eine sehr konservative, weil zu große Abschätzung ist. Wang [Wan93] schlägt vor, die Faktoren hinsichtlich der zu berechnenden Größen differenzierter zu ermitteln.

Für die Berechnung der Erdbebenlasten und für die Bemessung errechnet sich die Ersatzstabbreite aus:

$$b_e = 0,25 \cdot l_d$$

Für die Berechnung der horizontalen Verschiebungen errechnet sich die Ersatzstabbreite aus:

$$b_e = 0,10 \cdot l_d$$

Mit größeren Werten für b_e wird auch die Steifigkeit des ausgefachten Rahmens größer. Somit liegt man bei der Berechnung der Erdbebenlasten bei der Annahme des Faktors 0,25 auf der sicheren Seite. Die Horizontalverformungen dagegen nehmen mit geringen Ersatzstabbreiten große Werte an. Es wird hier deshalb ein kleinerer Faktor angesetzt, um den ungünstigen Fall von größtmöglichen Verformungen zu erreichen.

Die vorgeschlagenen Formeln sind für den praktischen Bauingenieur wegen ihrer Einfachheit zwar anwenderfreundlich, liegen aber für differenziertere Betrachtungen oftmals zu stark auf der sicheren Seite.

Zusammenfassung

Die Abschätzung der Ersatzstabbreite nach den Formeln von Stafford Smith bzw. Wang sind nur für erste überschlägige Berechnungen unter den bereits genannten Randbedingungen geeignet. Die halbempirischen Formeln nach Mainstone liefern für Mauerwerk und Stahlbeton als Ausfachung gute Ergebnisse. Das mit zwei Stäben gebildete Ersatzstabmodell nach Schmidt wurde für Stahlbetonrahmen entwickelt und stellt für diesen Fall eine sehr gute Lösung dar, bei der sogar die Auswirkungen auf den Rahmen ermittelt werden können. Pubals Ermittlung der Ersatzstabbreite als Mittel aus Werten im Eck- und Mittelbereich der Ausfachung liefert zu große Werte. Die Modelle nach Dawe/Seah und Stafford Smith, beide auf dem Ansatz eines elastischen Balkens basierend, stellen den aktuellen Stand der Technik dar. Beide unterscheiden sich nur minimal in einigen Faktoren und liefern die der Wirklichkeit am nächsten kommenden Ergebnisse für Ersatzstabbreiten zur Modellierung der horizontalen Anfangssteifigkeit ausgefachter Stahlrahmen. Aus diesem Grund wird für die im Abschn.2.3 durchgeführte Vergleichsberechnung zwischen FE-Modell und Ersatzstabverfahren für Letzteres das Modell nach Dawe/Seah verwendet. Es soll überprüft werden, innerhalb welcher Parametergrenzen dieses Ersatzstabmodell anwendbar ist.

b) Ersatzstabmodelle Ausfachungstyp 2

Aus Gründen der Vollständigkeit sollen an dieser Stelle noch zwei Möglichkeiten zur Ermittlung der Ersatzstabbreiten für Ausfachungen des Typs 2 angegeben werden.

1. Ersatzstabmodell nach Pubal [Pub3]

Das schon zuvor beim Ausfachungstyp 3 beschriebene Verfahren nach Pubal ist auch hier anwendbar. Die aus dem Produkt $b_e \cdot d_a$ ermittelte Ersatzdiagonalenfläche A_a verteilt sich jeweils zur Hälfte auf beide Diagonalen.

2. Modellierung der Ausfachung als Wandelement [Pub3]

Die Ausfachung wird hier als eine Wandelement modelliert. Zur Herleitung der untenstehenden Formel wird auf [Pub3] verwiesen. Für die Ersatzstabfläche einer einzelnen Diagonale ergibt sich:

$$A_a = \frac{d_a}{8 \cdot (1 + \mu) \cdot h_a \cdot b_a} \cdot \sqrt{(h_a^2 + b_a^2)^3}$$

2.3 Modellüberprüfung - Untersuchung der Anwendungsgrenzen für das Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah

2.3.1 Einleitung

Ersatzstabmodelle ermöglichen dem Tragwerksplaner, mit geringem Aufwand ausgefachte Rahmen zu modellieren. Im Folgenden soll durch Vergleichsberechnungen mit einem FE-Modell überprüft werden, innerhalb welcher Grenzen das für ausgefachte Stahlrahmen geeignete Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah (Makromodell) das Tragsystem „Ausgefachter Rahmen“ wirklichkeitsnah abbildet. Hierfür wurden FE-Berechnungen mit dem Programm Sofistik an einem vereinfachten Mikromodell durchgeführt. Die Analyse des Ersatzstabmodells erfolgte mit dem Softwaremodul „Ebenes Stabwerk“ von Friedrich & Lochner (zusätzliche Kontrollrechnung nochmals mit Sofistik). Über Untersuchungen mit variablen Parametern sollen die Anwendungsgrenzen für das Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah bestimmt werden. Für den Vergleich werden jeweils die horizontalen Kopfverschiebungen beider Modelle des ausgefachten Rahmens unter Wirkung einer horizontal wirkenden Einzellast herangezogen.

2.3.2 Annahmen

Die Größe der anzusetzenden Belastung wurde so gewählt, dass sich bei allen Berechnungen eine Druckdiagonale in der Ausfachtung ausbildet (Aufreißen der Kontaktfugen abgeschlossen). Beim Modell mit Ersatzstab (**Abb.2.17**) wurden die Materialien aller Stäbe (Rahmen und Ersatzstab für Ausfachtung) linear-elastisch modelliert. Beim Modell mit Finiten Elementen (**Abb.2.18**) gelten für alle Materialien ebenfalls linear-elastische Materialgesetze. Die Kontaktfugen, modelliert durch Federn, weisen dagegen nichtlineares Verhalten auf. Zugspannungen können hier nicht übertragen werden, die Haftscherfestigkeit wurde annähernd Null gesetzt. Die maximal übertragbaren Schubspannungen in der Kontaktfuge entsprechen dem Produkt aus Normalspannung und Reibungsbeiwert. Für die Ausfachtung wurde vereinfachend ein homogenes Werkstoffverhalten angesetzt.

Konstante Parameter:

- Rahmenhöhe: 3,0 m
- Mörtel: Querdehnzahl $\mu = 0,2$; Elastizitätsmodul $E = 3000 \text{ MN/m}^2$

Varierte Parameter:

- Verhältnis Rahmenbreite zu Rahmenhöhe: $B/H = 0,50 \dots 2,33$
- Verhältnis Trägheitsmomente Riegel/Stütze: $I_{\text{Riegel}}/I_{\text{Stütze}} = 0,20 \dots 4,50$
- Material Ausfachtung: $E_m = 1750 \dots 10500 \text{ MN/m}^2$
- Wanddicke Ausfachtung: $d_a = 11,5 \dots 36,5 \text{ cm}$
- Verhältnis Vertikallast/Horizontalallast in Stielen: $V/H = 0 \dots 20$
- Material Rahmen: Baustahl (S235) oder Stahlbeton (C25/30)

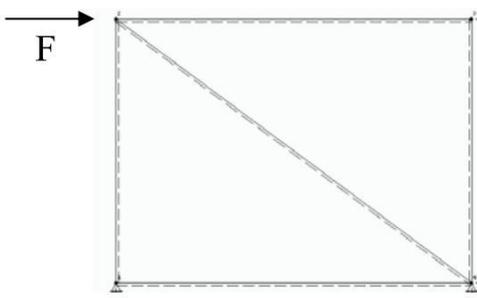


Abb.2.17 – Modell mit Ersatzstab

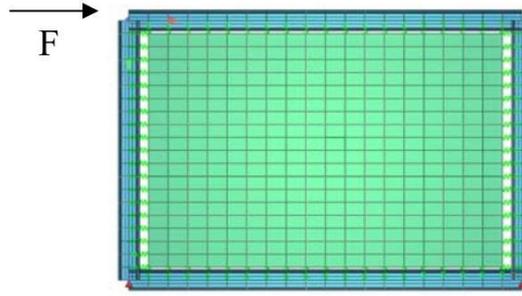


Abb.2.18 – Modell mit finiten Elementen

2.3.3 Parameteruntersuchungen zur Anwendbarkeit der Ersatzdiagonale nach Dawe/Seah

a) Parameter: Rahmenbreite B zu Rahmenhöhe H

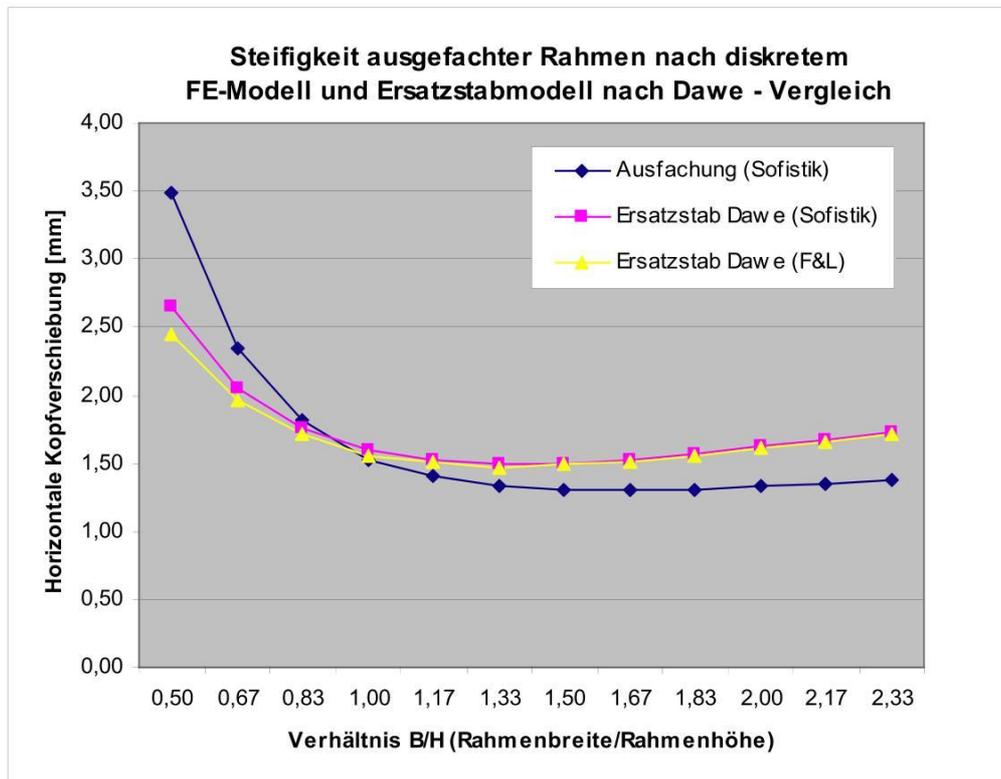


Abb.2.19 - Steifigkeit ausgefachter Rahmen nach diskretem FE-Modell und Ersatzstabmodell nach Dawe - Vergleich

Die Rahmenriegellänge B wurde bei konstanter Rahmenstielhöhe ($H=3,0$ m) zwischen $1,50$ m und $7,00$ m variiert. Das Diagramm (**Abb.2.19**) zeigt ähnliche Kurvenverläufe für alle drei Berechnungen. Zunächst gibt es bis zu einem B/H -Verhältnis von ca. $1,0$ einen großen Steifigkeitszuwachs bei wachsender Riegellänge. Danach flachen die Kurven ab und erreichen einen Minimalwert der horizontalen Kopfverschiebung, der ein Steifigkeitsmaximum darstellt. Mit weiter zunehmenden Riegellängen ist danach ein leichter Steifigkeitsabfall ablesbar, die Kurven steigen erneut an (analytische Überprüfung siehe

Abschn.2.4). Die Kurven für beide Berechnungen mit Ersatzstabmodell (Sofistik und F&L) sind dabei nahezu deckungsgleich.

In den **Abb.2.20a-c** sind die Hauptdruckspannungstrajektorien für verschiedene B/H-Verhältnisse dargestellt. Man kann erkennen, dass sich die Druckdiagonale bei $B/H = 0,67$ und $1,50$ jeweils deutlich ausbildet. Die Spannungen konzentrieren sich in den Ecken, in Wandmitte weitet sich der druckbeanspruchte Bereich auf. Die Ränder bleiben nahezu spannungsfrei. Beim B/H-Verhältnis von $2,0$ ist dies im vorliegenden Beispiel nicht mehr der Fall, da die aufgeweitete Ersatzstabbreite hier wegen der sehr kurzen Stiele nahezu der Höhe der Ausfachung entspricht und somit die Spannungstrajektorien auf einer großen Länge schon früher in den Riegel hineinlaufen. Das Ersatzstabmodell kann in diesem speziellen Fall nicht mehr angewendet werden. Das gilt auch im umgekehrten Fall für sehr kurze Riegel. Bei größeren Riegel- und Stiellängen würde sich aber auch jenseits dieser Verhältnisse eine deutliche Druckdiagonale ausbilden. Da in der Praxis in den allermeisten Fällen die B/H-Verhältnisse ausgefachter Rahmen ohnehin zwischen $0,67$ und $1,67$ liegen, werden diese Grenzwerte für die Anwendung des Ersatzstabmodells nach Dawe empfohlen.

$B / H = 0,67$

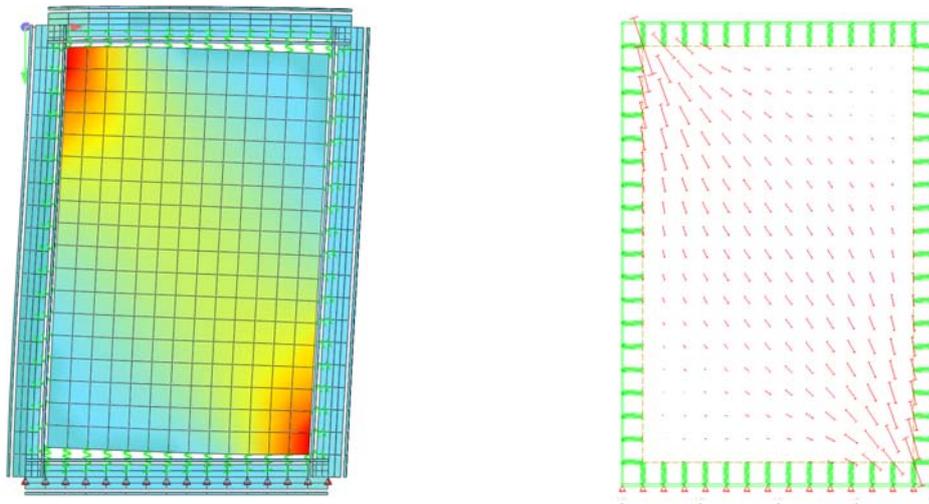


Abb.2.20a – Darstellung Hauptspannungen (links) und Hauptdruckspannungstrajektorien (rechts) für $B/H = 0,67$

$B / H = 1,50$

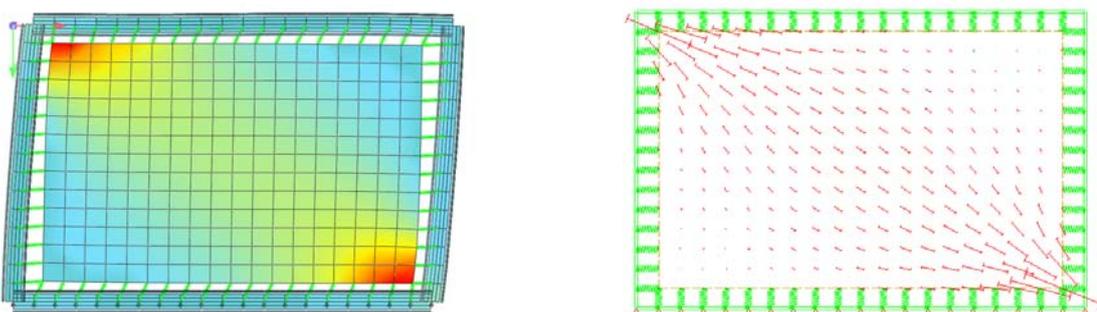


Abb.2.20b – Darstellung Hauptspannungen (links) und Hauptdruckspannungstrajektorien (rechts) für $B/H = 1,50$

$$B / H = 2,00$$

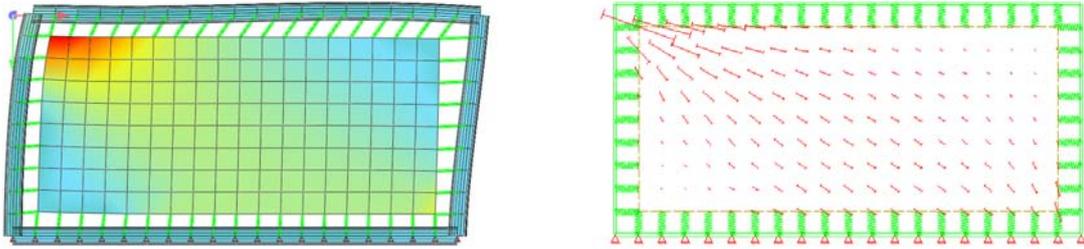


Abb.2.20c – Darstellung Hauptspannungen (links) und Hauptdruckspannungstrajektorien (rechts) für $B/H = 2,00$

b) Parameter: Verhältnis Trägheitsmomente Rahmenriegel zu Rahmenstiel

Zur Überprüfung des Einflusses vom Verhältnis aus Riegelsteifigkeit zu Stielsteifigkeit wurde der Parameter $I_{\text{Riegel}} / I_{\text{Stiel}}$ eingeführt. In einem ersten Schritt blieb das Riegelprofil (HEB240) konstant, während die Stielprofilgröße verändert wurde. Anschließend wurde die Riegelprofilgröße unter Beibehaltung des Rahmenstielprofils (HEB240) variiert. Die Ergebnisse für die horizontalen Kopfverschiebungen sind in den **Abb.2.21** bzw. **Abb.2.22** dargestellt.

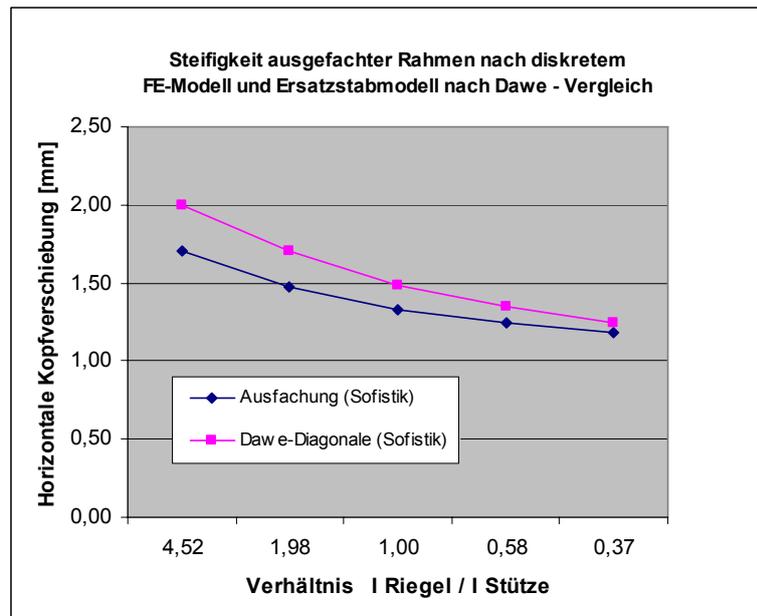
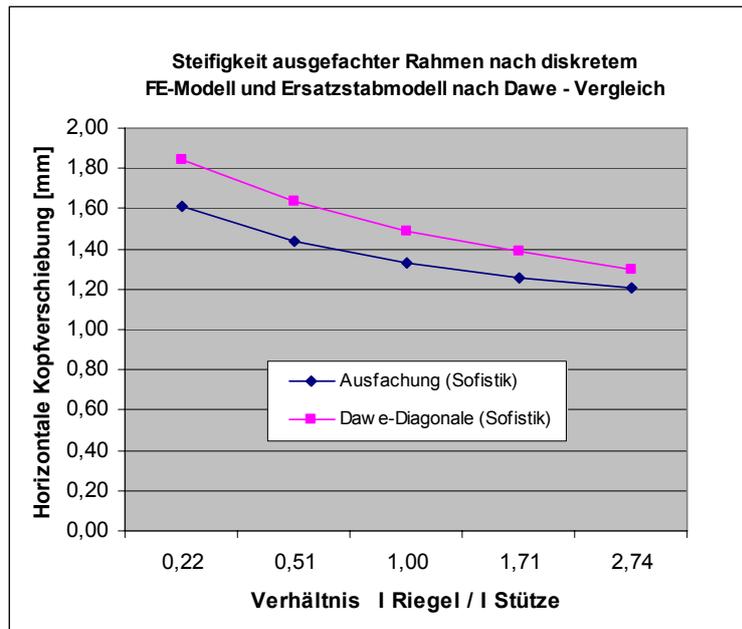


Abb.2.21 – Abhängigkeit der Steifigkeit vom Verhältnis I_{Riegel} zu $I_{\text{Stütze}}$

Abb.2.22 - Abhängigkeit der Steifigkeit vom Verhältnis I_{Riegel} zu $I_{\text{Stütze}}$

Die Ergebnisfunktionen der Sofistik-Analyse und der Berechnung mit der F&L Software zeigen in beiden Diagrammen jeweils ähnliche Kurvenverläufe. Für die Anwendung des Ersatzstabmodells wird deshalb ein Bereich von $I_{\text{Riegel}} / I_{\text{Stütze}} = 0,50 \dots 2,00$ empfohlen. In diesem herrscht eine befriedigende Genauigkeit (Auswertung Kurvenverlauf in Abschn. 2.4). Die unterschiedlichen Werte für die horizontalen Kopfverschiebungen in beiden Diagrammen trotz gleicher $I_{\text{Riegel}} / I_{\text{Stiel}}$ – Verhältnisse resultieren aus unterschiedlichen Ausgangswerten für die Trägheitsmomente von Riegel und Stiel. Beide Diagramme dienen nur dem Ergebnisvergleich zwischen beiden Berechnungsmodellen und sind deshalb hinsichtlich der Werte für die horizontalen Kopfverschiebungen getrennt voneinander zu betrachten.

c) Parameter: Material der Ausfachung

Zur Ermittlung der Anwendungsgrenzen des Ersatzstabmodells nach Dawe/Seah bei unterschiedlichen Ausfachungsmaterialien wurde der E-Modul der ausfachenden Wand variiert. **Abb.2.23** zeigt die prozentualen Abweichungen der horizontalen Kopfverschiebungen zwischen den Ergebnissen bei Berechnung mit FE-Modell und mit Ersatzstabmodell. Die Abweichungen bei E-Modulwerten des Mauerwerks von 3000 bis 10000 MN/m² betragen maximal 12%. Mit größer werdenden E-Moduli nimmt die Differenz ab. Aufgrund dieser geringen Abweichungen ist das Ersatzstabmodell nach Dawe somit für Mauerziegel, Kalksandsteine, Porenbetonsteine und Betonsteine anwendbar, da deren E-Modulwerte innerhalb dieses Bereichs liegen.

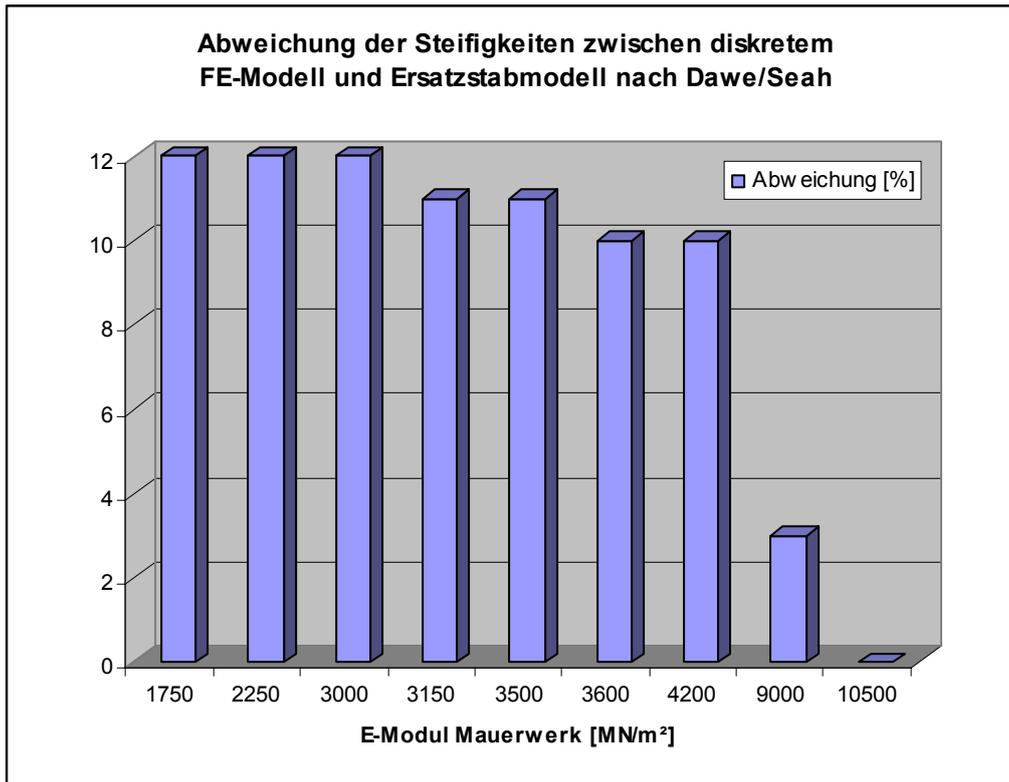


Abb.2.23 – Abweichung der Steifigkeiten zwischen FE-Modell und Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah

d) Parameter: Dicke der Ausfachung

Die Vergleichsberechnungen wurden für fünf verschiedene Wandstärken zwischen 11,5 cm und 36,5 cm durchgeführt. Bei kleinen Wanddicken traten große Differenzen auf, die mit zunehmender Wandstärke jedoch abnahmen. Für die Anwendung des Ersatzstabmodells nach Dawe/Seah wird ein Bereich von $d = 24 \dots 36,5$ cm empfohlen, da in diesem die Unterschiede mit weniger als 10 % vernachlässigbar klein waren.

e) Parameter: Verhältnis Auflast V zu Horizontallast H

Bei dieser Analyse wurde untersucht, ob das Ersatzstabmodell nach Dawe auch bei hohen Vertikallasten in den Rahmenstützen ein wirklichkeitsnahes Modell darstellt. Hierzu wurde die Vertikallast in den Stielen bei konstanter Horizontallast kontinuierlich erhöht (Anm.: der Wert für V ergibt sich aus der Summe der Längskräfte in beiden Rahmenstützen, **Abb.2.24a**).

Eine akzeptable Übereinstimmung herrscht nur im Bereich bis $V/H=10$. Für größere Verhältnisse ist das Ersatzstabverfahren nach Dawe ungeeignet. Bei im Vergleich zur H-Last steigenden Vertikallasten in den Rahmenstielen vollzieht sich ein Wechsel in der Tragwirkung weg von der Druckdiagonale hin zur Mitwirkung der gesamten Ausfachung.

Diese Veränderung ist in **Abb.2.24b** dargestellt. Bei $V/H=0$ ist die Ausbildung der Druckdiagonale mit Spannungskonzentration in den Ecken gut erkennbar. In der Mitte weitet

sich der Druckstab auf. Die Ränder bleiben nahezu spannungsfrei. Bei $V/H=5$ reicht die Aufweitung der Druckdiagonale bis in die Eckbereiche. Im rechten unteren Eckbereich verlaufen die Hauptdruckspannungen fast senkrecht ins Auflager hinein. Dies verstärkt sich noch bei V/H -Verhältnissen von 10. Hier ist die Druckdiagonale kaum noch erkennbar. Die Druckdiagonale wird zunehmend durch die hohen Vertikallasten in den Stielen umgelenkt. Bei $V/H=20$ erkennt man die Spannungskonzentration entlang der Randbereiche. Untersuchungen von Schmidt [Schm02] ergaben, dass bei $V/H=50$ die gesamte Kontaktfuge überdrückt und keine Druckdiagonale mehr vorhanden ist. Insgesamt nehmen die horizontalen Stockwerksverschiebungen bei wachsenden V/H -Verhältnissen ab.

Hinsichtlich des Tragverhaltens kann man die V/H -Verhältnisse drei Gruppen zuordnen. Bei großen Werten von V/H erfolgt kein Aufreißen in den Kontaktfugen. Die Kombination aus Rahmen und Ausfachung (gilt auch für mehrere übereinander stehende ausgefachte Rahmen) wirkt dann statisch gesehen wie eine Kragsscheibe. Unter der Voraussetzung ausreichender Materialfestigkeiten ist hier die gesamte Ausfachung am Lastabtrag beteiligt (entspricht Tragverhalten Ausfachungstyp 1 aus Abschn.2.2.1). Es treten hohe Normal- und Schubspannungen infolge großer Biegedruck- bzw. Querkraftbeanspruchungen auf. Beim anderen Extremfall von sehr kleinen Werten für V/H bildet sich nach abgeschlossenem Rissbild eine Druckdiagonale aus. Das statische System ist hier ebenfalls ein Kragarm allerdings in Form eines Fachwerkträgers, für den die Längskraftbeanspruchungen in den Stäben nachzuweisen sind (für Nachweis der Druckdiagonale im Mauerwerk siehe Abschn. 2.5).

Zwischen beiden zuvor beschriebenen Grenzfällen liegt ein Übergangsbereich mit mittleren V/H -Verhältnissen, bei denen die Kontaktfugen teilweise aufreißen und sich nur ansatzweise eine Druckdiagonale ausbildet. Der Spannungszustand ist in diesem Fall rechnerisch schwer erfassbar und wird in dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.

Günstige Einflüsse auf ein niedriges V/H -Verhältnis werden im Folgenden kurz vorgestellt.

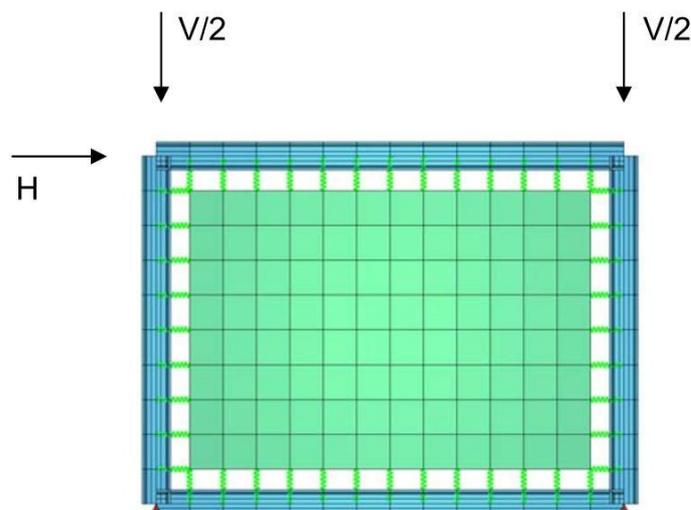


Abb.2.24a – Darstellung Horizontal- und Vertikallasten

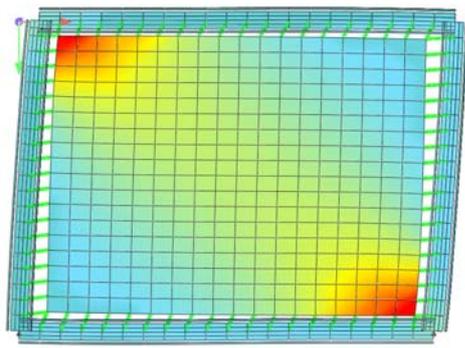
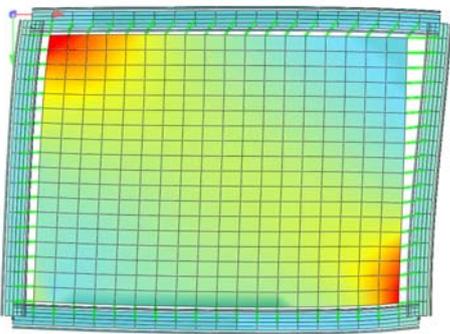
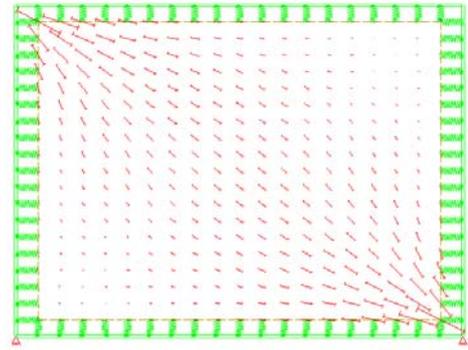
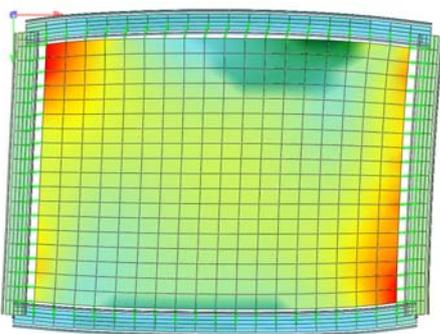
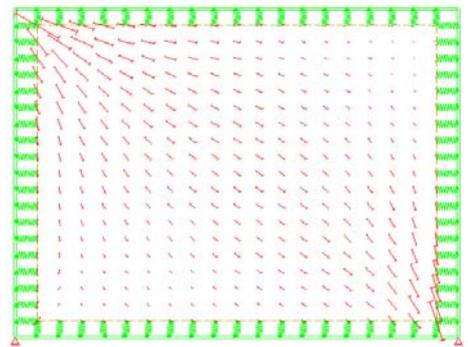
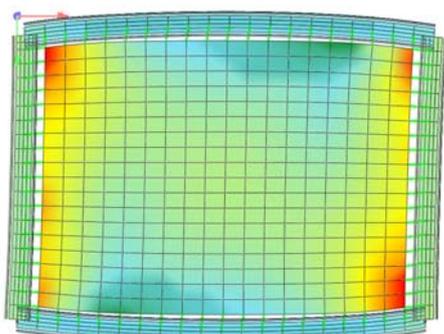
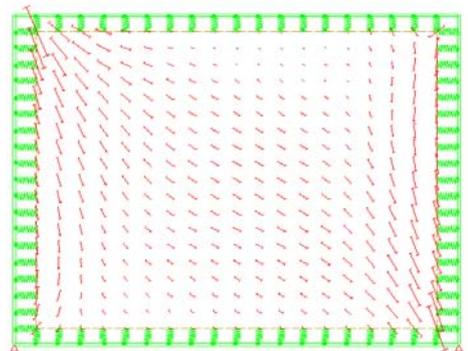
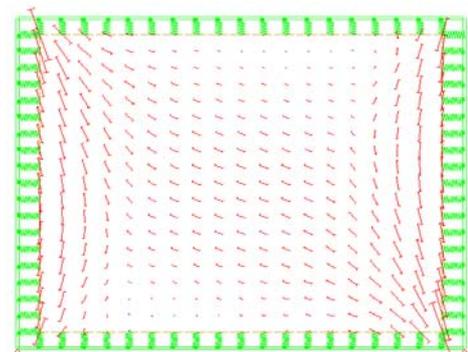
 $V/H=0$  $V/H=5$  $V/H=10$  $V/H=20$ 

Abb.2.24b - Darstellung Hauptspannungen (links) und Hauptspannungstrajektorien (rechts)

Günstige Einflüsse auf ein niedriges Verhältnis V/H

Zur schnellen Überprüfung der für das Ersatzstabmodell nach Dawe ermittelten Anwendungsgrenze $V/H < 10$ ist für den Parameter V/H eine überschlägige Berechnung der Vertikal- und Horizontallasten erforderlich. Dies wurde im Anhang A1 anhand eines in verschiedenen Varianten auftretenden Beispielgebäudes durchgeführt. Alle Varianten des Beispielgebäudes besitzen eine symmetrische Aussteifung, aussteifende Scheiben über die gesamte Gebäudehöhe und maximal 6 Geschosse. Maßgebenden Einfluss auf V/H haben die Geschossanzahl, die Horizontalbeschleunigung, die Anzahl der Scheiben und deren Anordnung. **Abb.2.25** zeigt das V/H -Verhältnis im Erdgeschoss für das Beispielgebäude in **Abb.2.26** in Abhängigkeit der Geschossanzahl und der Horizontalbeschleunigung. Der prinzipielle Verlauf der Diagrammflächen ist unter den getroffenen Annahmen für alle Varianten des untersuchten Beispielgebäudes gleich.

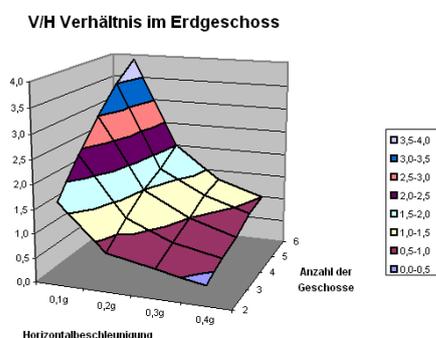
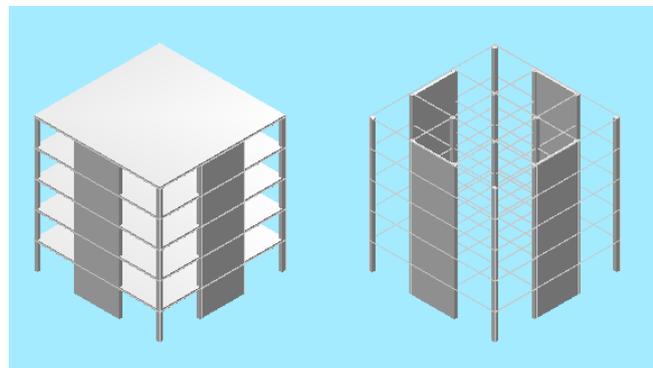
Abb.2.25 – Abhängigkeit von V/H 

Abb.2.26 – Beispielgebäude

Günstig auf ein niedriges V/H -Verhältnis innerhalb der Ausfachtung wirken sich eine niedrige Geschossanzahl (geringe Vertikallasten) und eine hohe Horizontalbeschleunigung (große Horizontallasten) aus. Weiterhin sind eine niedrige Scheibenanzahl (zwei bis drei pro Richtung) und eine Anordnung der Aussteifungen an den Gebäuderändern vorteilhaft (geringe Vertikallasten). Sind diese Bedingungen erfüllt, so können die Ausfachungen im Regelfall vereinfacht mit Hilfe von Ersatzstäben modelliert werden. Anderenfalls sind diskrete FE-Modelle erforderlich. Die in den Abschn. 2.7 und 2.8 dieser Arbeit untersuchten Modellgebäude liegen unterhalb der empfohlenen Anwendungsgrenze von $V/H = 10$. Somit ist die Anwendung des Ersatzstabmodells nach Dawe/Seah dort möglich.

In dieser Arbeit blieb bisher die Tatsache unberücksichtigt, dass sich die unter Vertikallast durchbiegenden Rahmenriegel unter bestimmten Bedingungen auf die darunter liegenden Ausfachungen abstützen könnten und somit einen Teil der Vertikallasten direkt in die Wände einleiten würden. In [Har82] wird ebenfalls erwähnt, dass Mauerwerkswände bei kraftschlüssigem Anschluss anteilig geringe Lasten aus den Stützen erhalten. Allerdings darf diese Entlastung bei der Stützenbemessung nicht in Rechnung gestellt werden. Eine Lastaufteilung würde sich z.B. dadurch vermeiden lassen, dass die Ausfachungen erst am Ende des Bauprozesses (beginnend im obersten Geschoss) eingebaut werden, da die Verformung des Rahmenriegels infolge Eigenlasten dann schon größtenteils erfolgt ist. Die

Anordnung von Weichplatten am Wandkopf im mittleren Bereich des Rahmenriegels stellt eine weitere Möglichkeit dar. Sind entsprechende Maßnahmen nicht vorgesehen, so muss die Lastaufteilung zwischen Rahmenstützen und Ausfachungen berücksichtigt werden. Diese Lastaufteilung soll in einem nächsten Schritt exemplarisch untersucht werden.

Berücksichtigung der Lastaufteilung zwischen Rahmen und Ausfachung

Nach bisherigen Untersuchungen bildet sich ab einem V/H-Verhältnis von ungefähr 10 keine Druckdiagonale mehr aus. Da sich die Rahmenriegel bei übereinander stehenden Ausfachungen unter Vertikallast ohne entsprechende Maßnahmen (z.B. konstruktive Entkopplung) nicht unbehindert verformen können, wird in diesen Fällen ein Teil der Riegellasten auf die Ausfachungswände übertragen, die Stützen werden dabei entlastet. Zur Darstellung des Unterschieds sind für beide Varianten Längskräfte und Biegemomente eines mehrstöckigen Rahmens ohne und mit Ausfachung infolge vertikaler gleichförmiger Riegellinienlasten in **Abb.2.27** dargestellt (Eigengewicht der Rahmenkonstruktion vernachlässigt). Die nach unten hin leichte Zunahme der Stützenlängskräfte beim ausgefachten Rahmen ist dadurch zu erklären, dass ein sehr geringer Teil der vom Rahmenriegel auf das Mauerwerk übertragenen Vertikallast über Reibung in die Stiele eingeleitet wird.

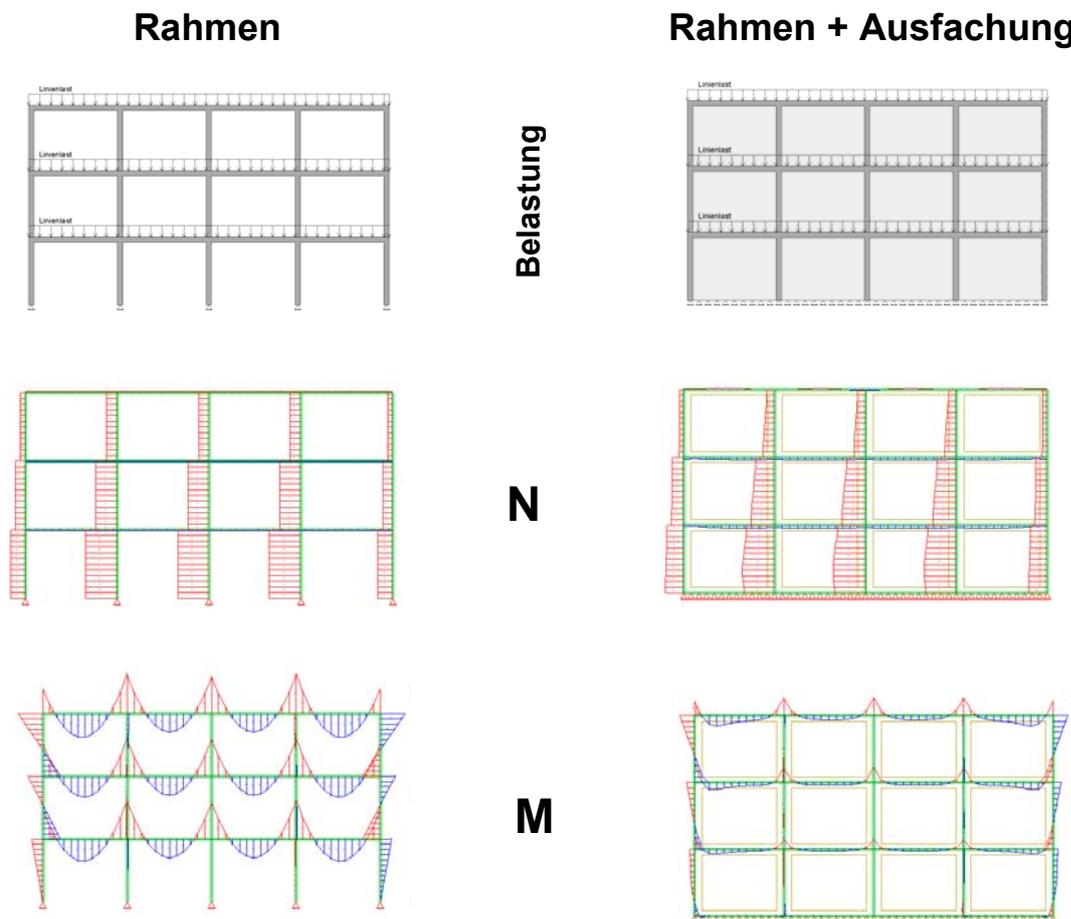


Abb.2.27 – Stabschnittgrößen bei unbehinderter (links) und behinderter (rechts) Durchbiegung des Rahmenriegels

Die Lastaufteilung hängt im Wesentlichen vom E-Modul der Ausfachtung und von der Durchbiegung des Rahmenriegels ab. In **Abb.2.29** ist für die mittlere EG-Stütze (**Abb.2.28**) dargestellt, welchen Anteil der ursprünglichen Last (bezogen auf die Variante ohne Ausfachtung) die Stütze bei Vorhandensein von Ausfachungen in Abhängigkeit des E-Moduls der Wand abträgt. Man erkennt, dass mit wachsenden Elastizitätsmoduli des Mauerwerks die Stütze zunehmend entlastet wird. In für Mauerwerk üblichen Bereichen von $E = 2000 \dots 4000 \text{ MN/m}^2$ trägt die Stütze nur noch 35-50% der Last, die auf sie bei nichtvorhandenen Ausfachungen entfallen würde.

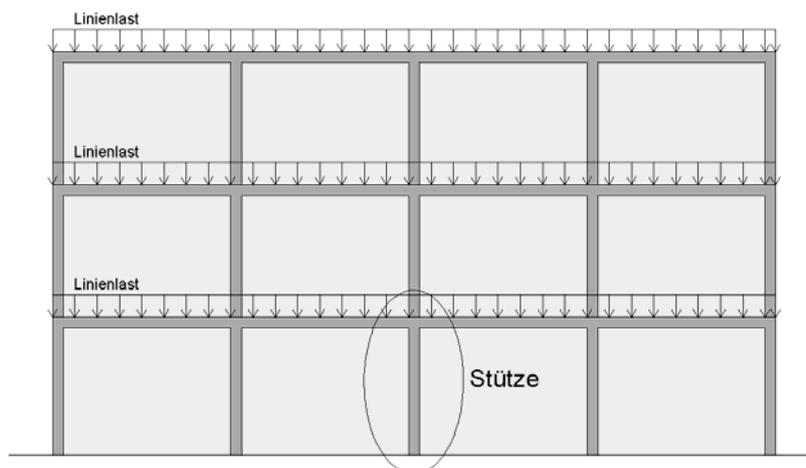


Abb.2.28 – Mittlere Erdgeschoss-Stütze

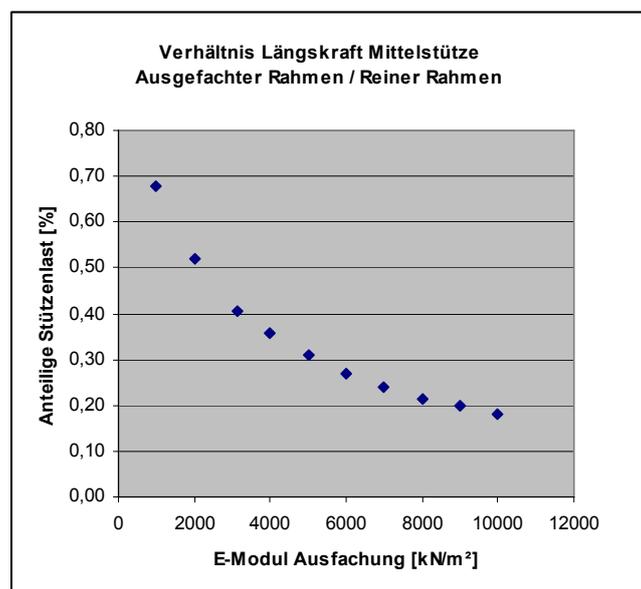


Abb.2.29 – Anteil der Last der Mittelstütze

Auch bei Variation der Riegelspanweiten und Riegelträgheitsmomente in üblichen Bereichen entfallen auf die Stützen weniger als die Hälfte der Längskräfte gegenüber der Variante ohne Ausfachtung.

Bei konstanter Horizontallast werden mit wachsenden Vertikallasten die Hauptspannungen in der Wand in Diagonalrichtung zunehmend in vertikale Richtung umgelenkt. Die maßgebende Versagensart unter Schubbeanspruchung ändert sich. Dies wird am Beispiel des dreistöckigen Rahmens in **Abb.2.30** deutlich. Es wurde die Abhängigkeit der Hauptspannungsrichtungen vom Verhältnis Vertikallast zu Horizontallast in Wandmitte untersucht. Man kann erkennen, dass ab Verhältnissen von größer 1 die Hauptdruckspannungen nicht mehr genau in Diagonalrichtung verlaufen. Der Einfluss der Vertikallasten nimmt zu, der Neigungswinkel der Hauptspannungsrichtung wird größer (**Abb.2.31**). Gleichzeitig nimmt die Anzahl der gerissenen Federn entlang der Fuge Riegel/Ausfachung ab (**Abb.2.32**), die horizontalen Fugen reißen also auf immer kürzerer Länge auf (das Aufreißen in der Fuge Stütze/Ausfachung dagegen wird durch die hohen Auflasten kaum beeinflusst). Ab einem Verhältnis von ca. $V/H = 2$ sind die Zugspannungen in den horizontalen Fugen vollständig überdrückt (Effekt wie bei vorgespanntem Mauerwerk). Das maßgebende Versagenskriterium für Schubbeanspruchung geht von „Gleiten in der Lagerfuge“ in „Steinzerreißen“ und später in „Druckversagen“ über (siehe auch Abschn. 2.5). Berücksichtigt man also beim Vertikallastabtrag auch eine Beteiligung der Ausfachungen, so kann das Ersatzstabmodell im Extremfall nur für bedeutend kleinere V/H -Verhältnisse als $V/H = 10$ zur vereinfachten Bestimmung der Spannungen in den Ausfachungen angewendet werden. Um eine solche ungewollte und rechnerisch schwer erfassbare Beteiligung der Ausfachung am Vertikallastabtrag auszuschließen, sind zuvor beschriebene Maßnahmen vorzusehen. Eine Anwendung des Modells bis zu einem Verhältnis von $V/H=10$ wäre dann möglich.

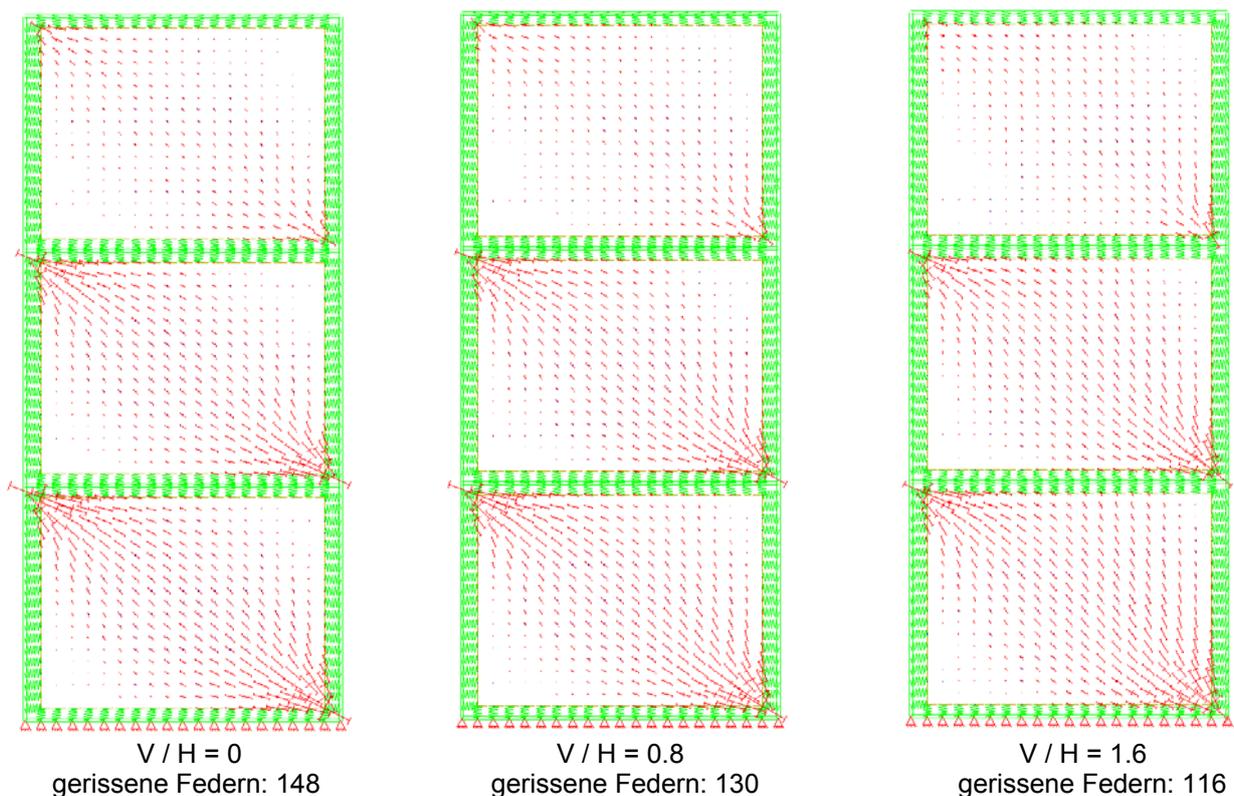


Abb.2.30 – Darstellung Hauptspannungstrajektorien

Werden jedoch keine konstruktiven Maßnahmen zur Entlastung des Mauerwerks vorgesehen, so muss zur Bestimmung der vorhandenen Spannungen in den Ausfachungen dann das aufwändigere FE-Modell herangezogen werden (Ersatzstabmodell nicht mehr anwendbar). Die zusätzlichen vertikalen Riegelasten (aus Decken und Eigengewicht der Ausfachungswände) bewirken in den Ausfachungen in diesem Fall eine höhere zulässige Schubspannung. Wie stark sich die Tragfähigkeit des Mauerwerks verändert, soll im Abschnitt 2.7.2 unter Punkt d) an den aus diesem Abschnitt bekannten dreigeschossigen Rahmen exemplarisch untersucht werden.

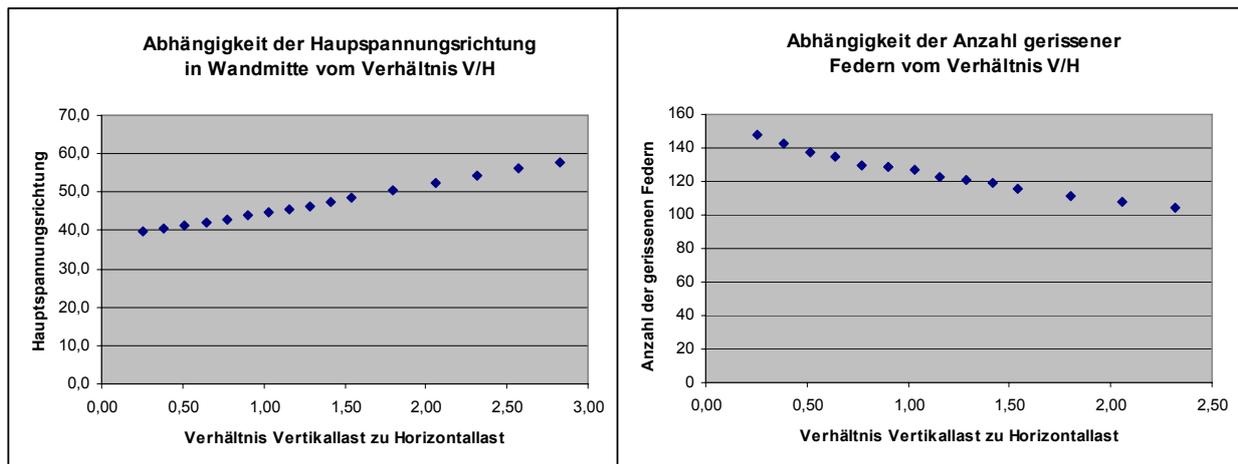


Abb.2.31 - Abhängigkeit der Hauptspannungsrichtung

Abb.2.32 – Abhängigkeit der Anzahl gerissener Federn

f) Parameter: Material des Rahmens

Alle bisherigen Untersuchungen mit der Ersatzdiagonale nach Dawe/Seah erfolgten für Rahmen aus Baustahl. Bei Rahmen aus Stahlbeton lagen die Abweichungen zwischen FE-Analyse und Ersatzstabberechnung bei teilweise über 40%. Die Anwendung der Dawe-Diagonale wird also nur für Rahmen aus Stahl empfohlen. Für Stahlbetonrahmen müsste auf ein anderes geeigneteres Verfahren zurückgegriffen werden, das die spezifischen Eigenschaften des Stahlbetons wie z.B. Bewehrungsgrad oder Rissweiten zusätzlich berücksichtigt.

Zusammenfassung - Anwendungsgrenzen für Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah

Innerhalb folgender Grenzwerte ist die Anwendung des Modells nach Dawe/Seah zur Modellierung ausgefachter Stahlrahmen geeignet:

- | | |
|---|---|
| - Verhältnis Rahmenbreite zu Rahmenhöhe: | $B / H = 0,67 \dots 1,67$ |
| - Verhältnis Trägheitsmomente Riegel zu Stütze: | $I_{\text{Riegel}} / I_{\text{Stütze}} = 0,50 \dots 2,00$ |
| - Material der Ausfachung (E-Modul): | keine Einschränkung bei Mwk. |
| - Dicke der Ausfachungswände: | $d = 0,24 \dots 0,36 \text{ m}$ |
| - Verhältnis Auflast zu Horizontallast: | $V / H = 0 \dots 10$ |

Das Ersatzstabmodell ist auch für mehrgeschossige Rahmen des Typs 3 anwendbar (**Abb.2.33**). Laut Pubal [Pub88] ist der Einfluss der Rahmensteifigkeit auf das Gesamtsystem sehr klein. Außer den Stabenden der Ersatzdiagonale könnten also auch die Rahmenecken gelenkig angenommen werden, und dieser Ansatz würde trotzdem eine ausreichende Genauigkeit besitzen. Dies bestätigten auch die im Abschn.2.8.5 durchgeführten Untersuchungen.

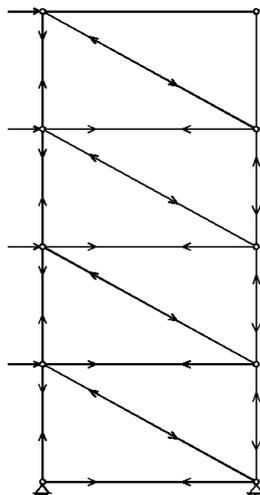


Abb.2.33 – Ersatzstabmodell bei mehrgeschossigen Rahmen (Bildquelle: [Pub88])

2.3.4 Vergleich der Kontaktlängen der Ersatzstäbe nach Pubal und Stafford Smith

Im vorangegangenen Abschnitt wurde anhand von Vergleichsberechnungen für die horizontale Kopfverschiebung ausgefachter Rahmen überprüft, inwieweit die Modellierung der Ausfachung mithilfe eines einfachen Ersatzstabes der eines genaueren FE-Modells entspricht. Dazu wurden die Ergebnisse einer FE-Berechnung (diskretes Modell) mit denen eines Stabwerkprogrammes (Ersatzstabmodell) verglichen. Daraus wurden

Anwendungsgrenzen für das Verfahren nach Dawe/Seah ermittelt. Es wurde festgestellt, dass das Verfahren nach Dawe/Seah für Stahlrahmen geeignet ist.

Um ohne zusätzliche und aufwändige Parameteruntersuchungen auch Aussagen zur Eignung anderer Ersatzstabmodelle bezüglich des Rahmenmaterials treffen zu können, ist bei ähnlichen Verfahren und bei Kenntnis der Eignung von einem Modell ein Vergleich der Ermittlung der Ersatzstabbreite ausreichend. Zum Beispiel gehen Pubal und Stafford Smith bei der Bestimmung der Ersatzstabbreite den Weg über die Kontaktlängen in den Ecken. Beide Formeln sollen im Folgenden anhand eines Beispiels verglichen werden. Nachstehende Kenngrößen blieben bei der Ermittlung der Kontaktlängen konstant:

- E-Modul Ausfachung:	$E_m = 3150 \text{ MN/m}^2$
- Trägheitsmoment Stütze:	$I_s = 20000 \text{ cm}^4$
- Dicke Ausfachung:	$d_a = 24 \text{ cm}$
- Höhe Ausfachung:	$h_a = 3,0 \text{ m}$
- Rahmenbreite:	$B = 3,5 \text{ m}$
- Winkel Θ :	$\Theta = 40^\circ$

Damit lassen sich die allgemeinen Gleichungen für die Kontaktlänge zwischen Stiel und Ausfachung k_x in Abhängigkeit des Rahmenmaterials auf jeweils folgende Ausdrücke reduzieren:

$$\text{Pubal: } k_x = \frac{\pi}{2} \cdot h_y = \frac{\pi}{2} \cdot 2,29 \cdot \sqrt[3]{\frac{E \cdot I_s}{E_m \cdot d_a}} \quad \rightarrow \quad k_x = 0,02311 \cdot \sqrt[3]{E[\text{MN} / \text{m}^2]}$$

$$\text{Stafford Smith: } k_x = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda} = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I_s \cdot h_a}{E_m \cdot d_a \cdot \sin 2\Theta}} \quad \rightarrow \quad k_x = 0,0665 \cdot \sqrt[4]{E[\text{MN} / \text{m}^2]}$$

In den Diagrammen in **Abb.2.34** sind die Kontaktlängen [m] als Funktion des E-Moduls [MN/m²] des Rahmens aufgetragen. Die Kurven beider Funktionen $k_x=f(E)$ zeigen ähnliche Verläufe.

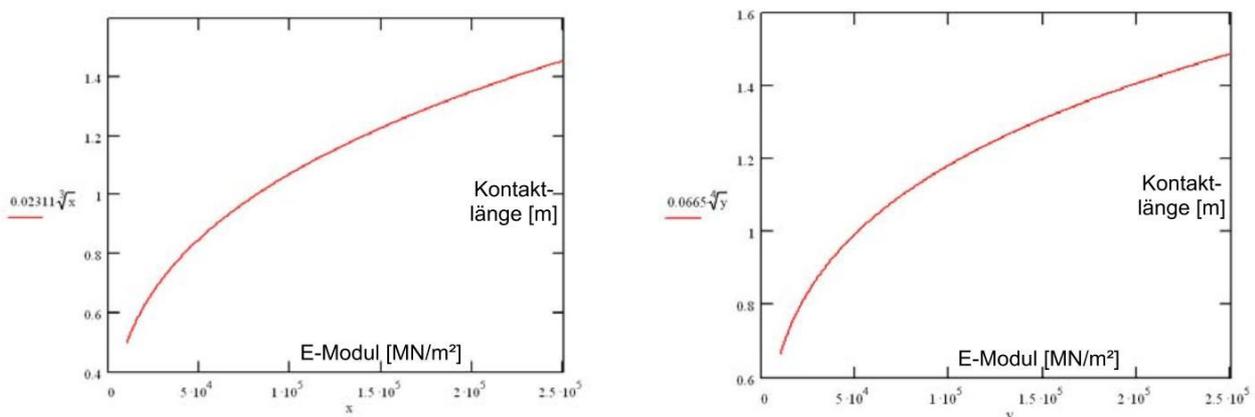


Abb.2.34 – Kontaktlängen in Abhängigkeit des E-Moduls des Rahmens (links: Pubal, rechts: Stafford Smith)

Aufschluss über die Unterschiede gibt das Diagramm in **Abb.2.35**, in dem die Differenz aus beiden Funktionen dargestellt ist. Man erkennt, dass die Unterschiede im Bereich geringer E-Moduli am größten sind. Damit würden sich große Differenzen zwischen beiden Verfahren z.B. bei Stahlbetonrahmen hinsichtlich der Ersatzstabbreite ergeben. Mit zunehmendem Elastizitätsmodul jedoch nähern sich beide Funktionen an und sind im Bereich von ungefähr $E = 300000 \text{ MN/m}^2$ nahezu identisch. Die Abweichungen zwischen beiden Verfahren sind demnach bei Stahlrahmen nicht so groß wie bei Stahlbetonrahmen.

Ist also die Eignung eines der beiden Verfahren für Stahlrahmen bekannt, so können infolge des Funktionsverlaufs in **Abb.2.35** die Ergebnisse des einen Verfahrens auf das andere übertragen werden. Ein solches Vorgehen stellt eine einfache Möglichkeit dar, Anwendungsgrenzen für ein Verfahren bei schon bekannten Grenzen eines anderen (im Ansatz aber ähnlichen) Verfahrens abschätzen zu können.

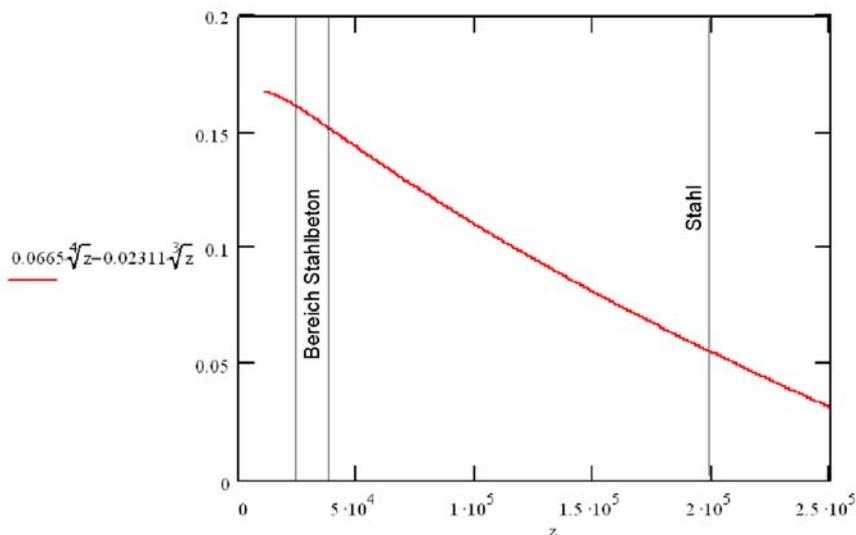


Abb.2.35 – Differenz der Ersatzstabbreiten nach Pubal und Stafford Smith

2.3.5 Zeitlicher Verlauf der Rissbildung in den Kontaktfugen bei Horizontallasten

Im Folgenden soll anhand eines Beispiels der zeitliche Verlauf der Rissbildung bei ausgefachten Rahmen in den Fugen zwischen Rahmen und ausfachender Wand bei Angriff einer horizontalen Einzellast beschrieben werden (**Abb.2.36**). Die Kontaktfugen wurden im FE-Modell mit nichtlinearen Federn modelliert. In Federlängsrichtung können Druckkräfte und kleine Zugkräfte, in Federquerrichtung Schubkräfte über Reibung und Kohäsion übertragen werden. Die Kohäsion (Haftscherfestigkeit) wurde mit nahezu Null angesetzt (10 kN/m^2).

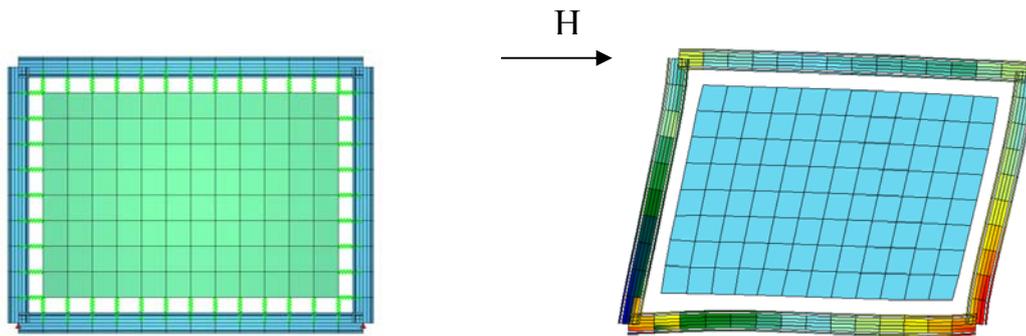


Abb.2.36 – Ausgangssystem (links) und verformtes System bei Angriff einer Horizontallast (rechts)

In **Abb.2.37** ist der zeitliche Verlauf der Längskräfte in den Federn der vertikalen Kontaktfugen dargestellt. Der Kontaktverlust zwischen beiden Elementen erfolgt immer zuerst auf der der Lastrichtung abgewandten Seite. Es gibt außerdem eine Zweiteilung in Bereiche mit gezogenen Federn (z.B. hier für linken Stiel: unten) und gedrückten Federn (z.B. hier für linken Stiel: oben). Beim rechten Rahmenstiel ist es entsprechend umgekehrt.

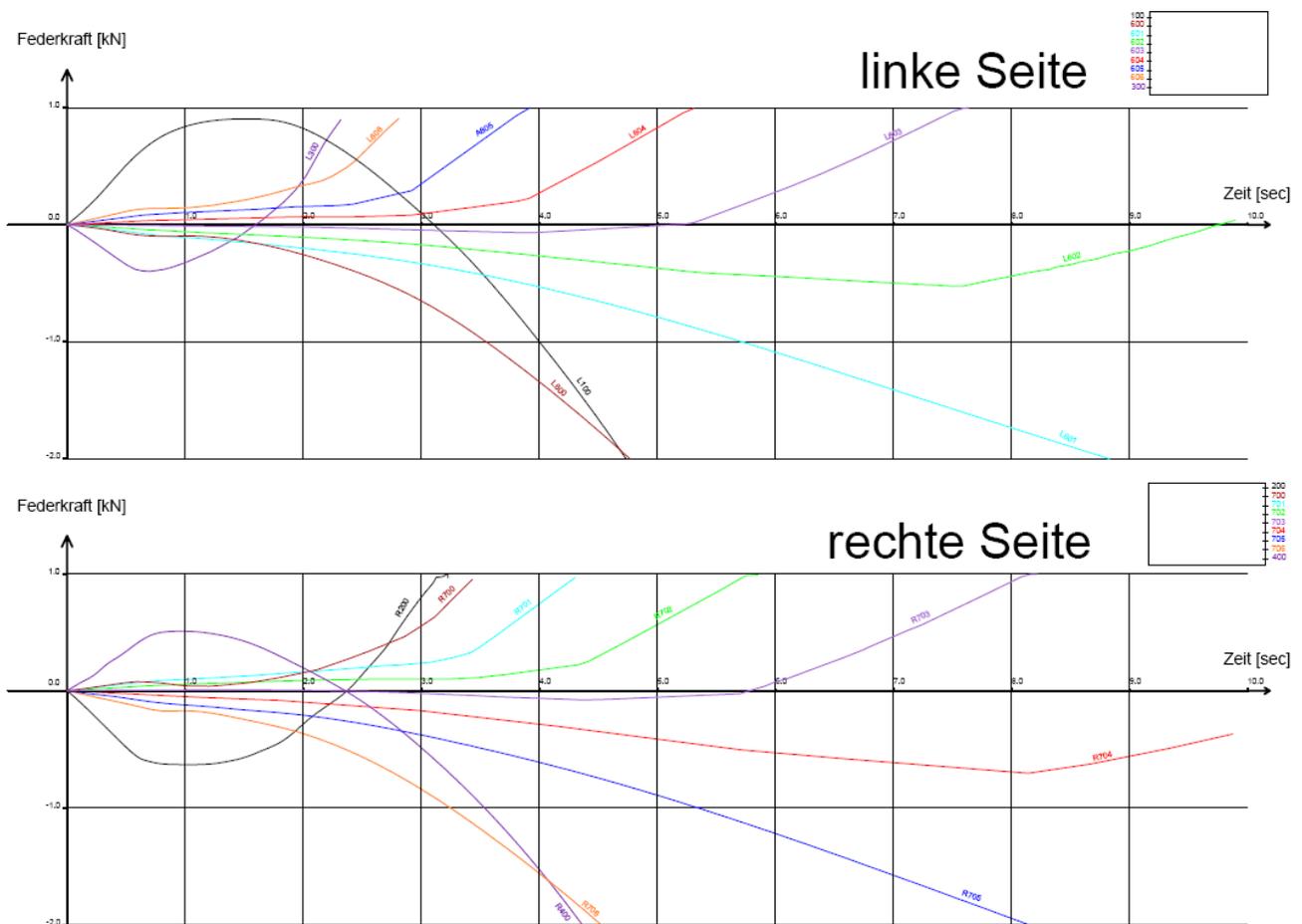


Abb.2.37 – Zeitlicher Verlauf der Federlängskräfte in den vertikalen Kontaktfugen

Die Ursache liegt im unterschiedlichen Tragverhalten der beiden miteinander kombinierten Systeme. Bei Einwirkung von Horizontallasten stützen sich beide Strukturen an bestimmten Stellen entweder gegeneinander ab oder entfernen sich voneinander (**Abb.2.36**), was dort zum Aufreißen der Fugen führt.

In beiden Diagrammen ist anhand der Federn 100 und 200 erkennbar, dass bis ca. 1,2...1,3s die gesamte Horizontallast über Reibung und Kohäsion vom Rahmenriegel in die Mauerwerkswand eingeleitet wird. Diese beiden Federn werden anfangs von der Ausfachung noch mitgezogen bzw. weggedrückt. Bis dahin liegt annähernd lineares Federverhalten vor. Ist jedoch der Grenzwert der übertragbaren Schubspannung erreicht (bei ca. 1,2 s), werden die Federn in den Vertikalfugen verstärkt aktiviert, die Kurven der einzelnen Federn beginnen dann stärker auseinander zu laufen. Gezogene Federn reißen beim Erreichen der maximal aufnehmbaren Zugkraft. Die benachbarte Feder erhält in diesem Moment schlagartig eine höhere Zugkraft, erkennbar am Knick der Kurve mit nun steilerem Anstieg. Das Öffnen der Vertikalfugen setzt sich ausgehend von den Rahmenecken reißverschlussartig zur Mitte hin fort. Jedoch fällt der Zugkraftanstieg immer geringer aus (Zeitspanne bis zum nächsten Riss wird größer), weil diejenigen Bereiche des Stiels erreicht werden, in denen sich Rahmen und Wand zunehmend gegeneinander abstützen.

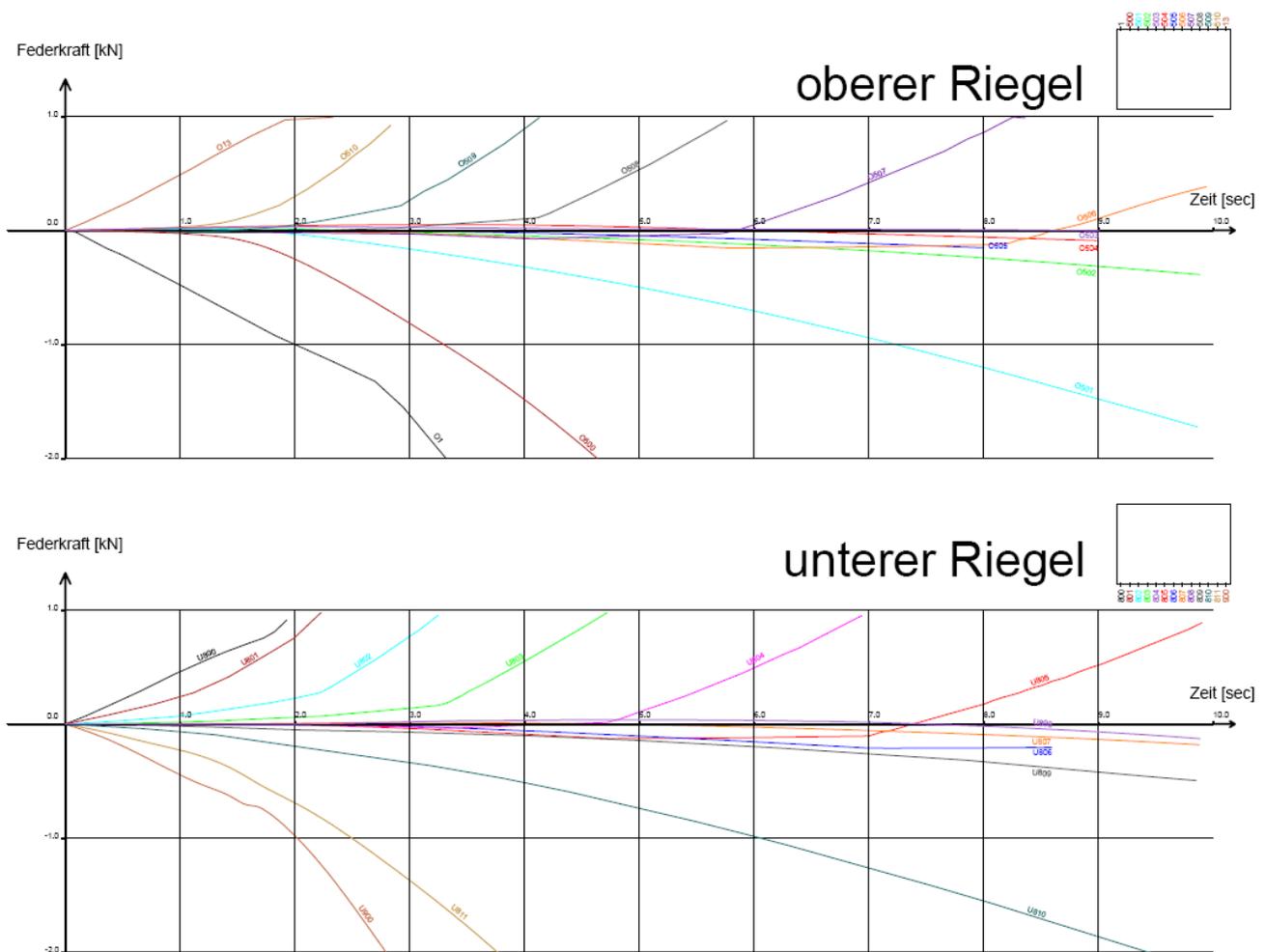


Abb.2.38 - Zeitlicher Verlauf der Federlängskräfte in den horizontalen Kontaktfugen

h **Abb.2.38** ist der zeitliche Verlauf der Längskräfte in den Federn der horizontalen Kontaktfugen dargestellt. Wiederum ist anfangs nahezu lineares Verhalten bis zum Erreichen des Grenzwertes der maximal übertragbaren Schubkraft in der Horizontalfuge bei ca. 1,2 s ablesbar. Ab diesem Zeitpunkt reißen die waagerechten Fugen beginnend in den Ecken reißverschlussartig auf, dies jedoch immer langsamer. Die Federlängskräfte sind wegen der horizontal einwirkenden Last im Vergleich zu denen der Federn Stiel/Ausfachung geringer, was am flachen Verlauf der Kurven nahe der Zeitachse ablesbar ist.

Abb.2.39 zeigt das abgeschlossene Rissbild bei $T = 10$ s mit den ausgefallenen Federn. Nur kleine Fugenbereiche in den Ecken verbleiben in einem ungerissenen Zustand. In vorliegenden Beispiel sind dies der linke obere und der rechte untere Eckbereich. Sie entsprechen den Kontaktbereichen zwischen Rahmen und der sich in der Ausfachung ausgebildeten Druckdiagonale. Diese Untersuchung zeigt somit, dass die Modellierung der Ausfachung mit Hilfe eines Diagonalstabes, der zwischen den verbleibenden Kontaktbereichen liegt, ein sinnvoller Ansatz ist.

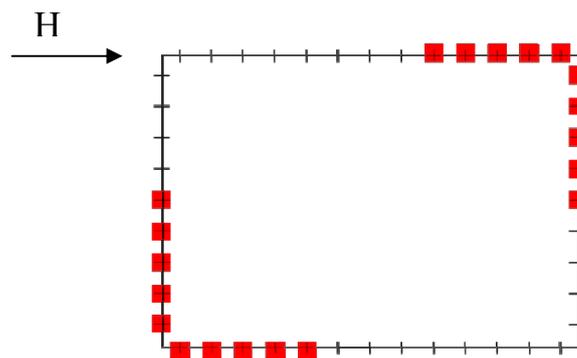


Abb.2.39- Darstellung der gerissenen Federn (rot)

2.4 Parameteruntersuchungen zur Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen nach Ausbildung der Druckdiagonale

2.4.1 Annahmen

Anhand eines diskreten FE-Modells (**Abb.2.40**) sollen in diesem Abschnitt Parameteruntersuchungen zur Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen durchgeführt werden. Es soll die gezielte Beeinflussung ihrer horizontalen Steifigkeit durch Variation verschiedener Kenngrößen überprüft werden. Die Berechnungen erfolgten an einem Einzelrahmen unter der Annahme bereits bis in die Eckbereiche aufgerissener Kontaktfugen und der damit verbundenen Ausbildung einer Druckdiagonale. Das Mauerwerk selbst befindet sich im ungerissenen Zustand (Untersuchung des Spannungszustands innerhalb der Mauerwerksausfachung im Abschn. 2.5). Es wird die horizontale Anfangssteifigkeit des ausgefachten Rahmens nach Ausbildung der Druckdiagonale betrachtet.

Die Materialien für Rahmen und Ausfachung wurden mit linear-elastischen Eigenschaften, das Material der Kontaktfugen mit nichtlinearen Eigenschaften modelliert (siehe **Anhang A7** für Beschreibung der Modellierung der Kontaktfugen mit Federelementen). In der Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung können keine Zugspannungen übertragen werden. Die Kohäsion (Haftscherfestigkeit) wurde annähernd Null gesetzt. Die in der Kontaktfuge übertragbaren Schubspannungen ergeben sich nach Mohr-Coulomb aus dem Produkt aus Normalspannung σ_N und Reibungsbeiwert μ .

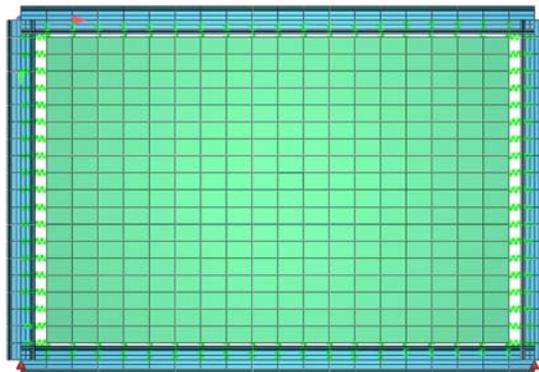


Abb.2.40 – FE-Modell eines ausgefachten Rahmens

Konstante Parameter:

- Material Rahmen: Baustahl S 235
- Rahmenhöhe: 3,0 m
- Mörtel: E-Modul $E = 3000 \text{ MN/m}^2$, Querdehnzahl $\mu = 0,2$

Varierte Parameter:

- Verhältnis Rahmenbreite zu Rahmenhöhe: $B/H = 0,50 \dots 2,33$
- Verhältnis Trägheitsmomente Riegel/Stütze: $I_{\text{Riegel}}/I_{\text{Stütze}} = 0,20 \dots 4,50$
- E-Modul der ausfachenden Wand: $E = 1750 \dots 10500 \text{ kN/m}^2$
- Wanddicke der Ausfachung: $d = 11,5 \dots 36,5 \text{ cm}$
- Verhältnis Vertikallast/Horizontalallast: $V/H = 0 \dots 40$
- Reibungswinkel zw. Rahmen und Ausfachung: $\tan \alpha = 0,2 \dots 1,0$

2.4.2 Parameteruntersuchungen

a) Parameter: Verhältnis Rahmenbreite zu Rahmenhöhe (B/H)

Einleitend soll kurz auf einen Steifigkeitsvergleich zwischen einem Rahmen ohne und einem Rahmen mit Ausfachtung unter Horizontallast eingegangen werden. In **Abb.2.41** sind für beide Systeme die Horizontalverschiebungen am Kopf unter einer Einheitslast in Abhängigkeit vom Verhältnis B/H dargestellt. Die Kurven zeigen unterschiedliche Verläufe. Beim reinen Rahmen ist ein nahezu linearer Steifigkeitsabfall im Bereich bis $B/H = 2.5$ erkennbar. Die Verformungskurve des ausgefachten Rahmens hingegen zeigt, dass mit wachsendem B/H-Verhältnis die Steifigkeit zunimmt, allerdings in immer kleinerem Maße. Ab einem bestimmten Verhältnis B/H wächst die Verformung wieder geringfügig (besser erkennbar in **Abb.2.43**).

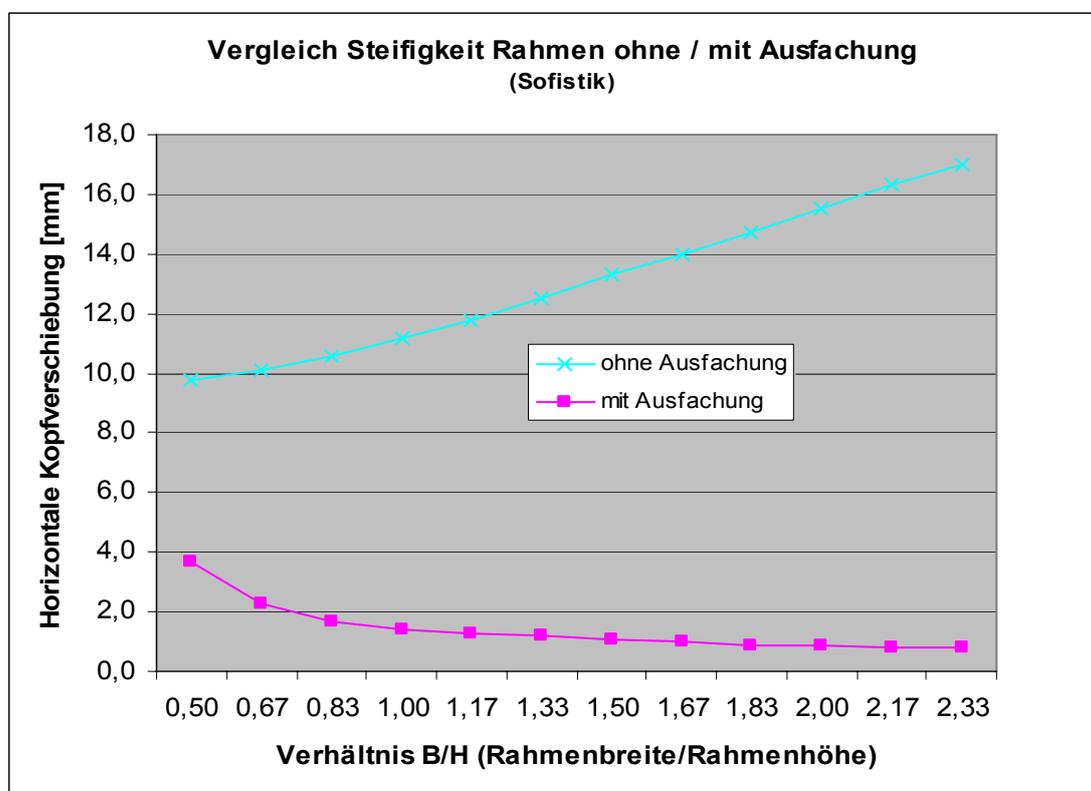


Abb.2.41 – Vergleich Steifigkeit ohne / mit Ausfachtung (Sofistik)

Die große Differenz zwischen beiden Kurven verdeutlicht den starken Einfluss der Ausfachtung in dem „hybriden“ Tragwerk. Die Verformungen unterscheiden sich in Extremfällen um den Faktor 5 bis 20 (praxisübliche Bereiche: Faktor 8 bis 12, Variante Stahlrahmen). **Abb.2.42** verdeutlicht, dass selbst gegenüber den Wänden relativ steife Rahmen nur maximal 20 %, im Normalfall ca. 10 %, der Horizontallast aufnehmen. Satchanski [Sat60] gibt für seine Versuche mit einer Spanne von 5-20 % ähnliche Werte an. In den für die Praxis relevanten Bereichen von $B/H = 1,20 \dots 1,67$ bewirkt die Ausfachtung eine 9 bis 14-fache Erhöhung der Horizontalsteifigkeit im Vergleich zum reinen Rahmen. Dies bestätigen auch die Resultate der von Dawson/Ward durchgeführten Versuche an ausgefachten Stahlrahmen [Daw72]. Im Abschn. 2.8.5 wird deshalb untersucht, ob aufgrund

der Dominanz der Ausfachung bei der Aussteifung nicht auf die Rahmenwirkung durch Ausbildung gelenkiger Knoten anstatt biegesteifer Rahmenecken verzichtet werden kann.

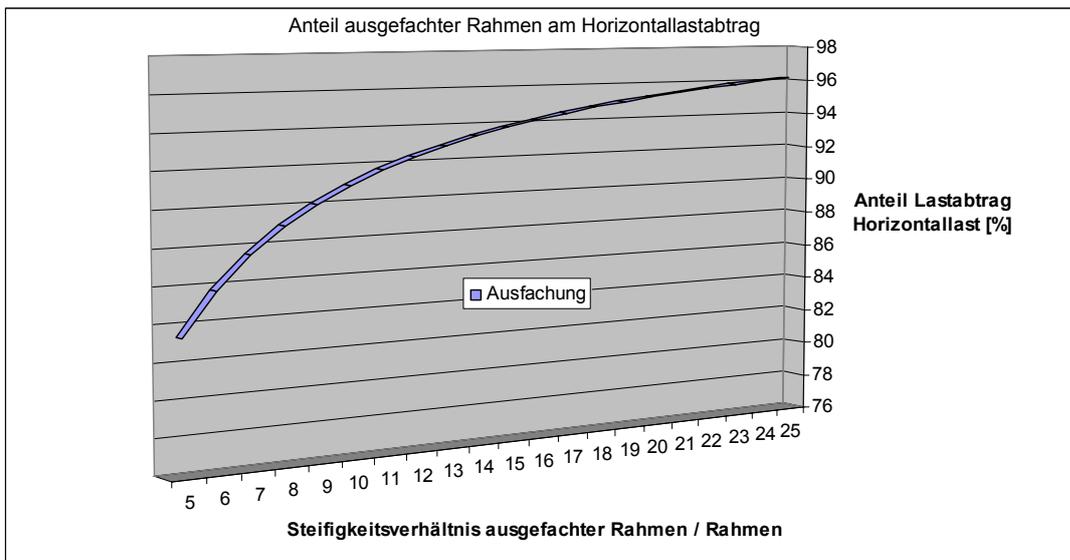


Abb.2.42 – Anteil ausgefachter Rahmen am Horizontallastabtrag

Für ein bestimmtes B/H Verhältnis (übrige Parameter konstant) existiert bei ausgefachten Rahmen wie bereits erwähnt ein Minimalwert der horizontalen Verformung. Dieser Wert stellt ein Steifigkeitsmaximum dar. Bei kleinen Verhältnissen von B/H sind im Bereich kurzer Riegelängen noch große Steifigkeitszuwächse erzielbar. Die Kurve verläuft anschließend aber zunehmend flacher und steigt nach Erreichen des Minimalwertes wieder leicht an. **Abb.2.43** zeigt diesen charakteristischen Kurvenverlauf der horizontalen Verformung in Abhängigkeit des B/H-Verhältnisses. Die hier dargestellten Ergebnisse gelten für Stützen ohne Längskraftbeanspruchung mit $V/H = 0$ (für $V/H > 0$ siehe Abschn. 2.4.2e).

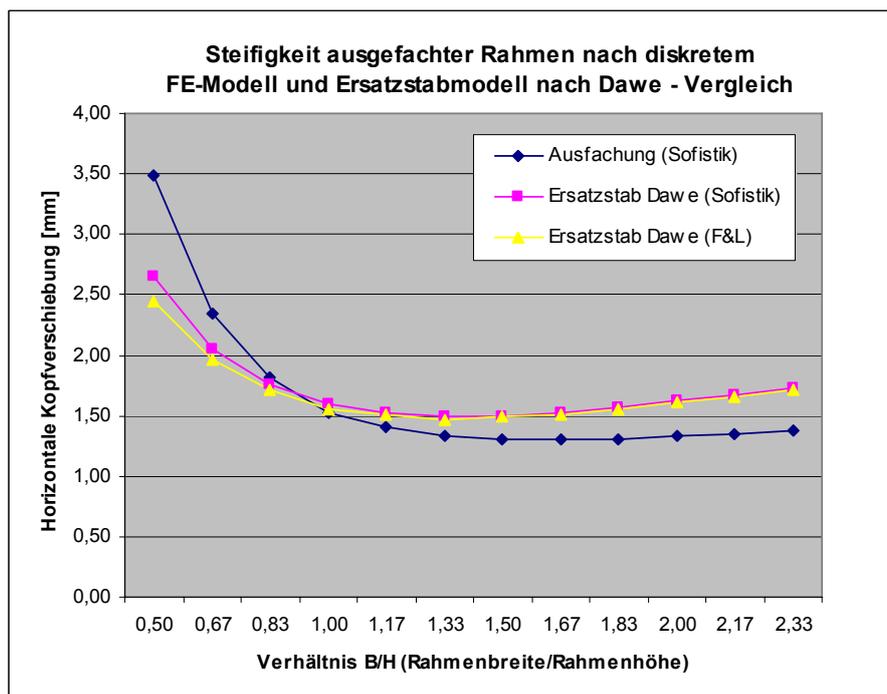


Abb.2.43 – Steifigkeit ausgefachter Rahmen nach diskretem FE-Modell und Ersatzstabmodell

Zur Überprüfung des Kurvenverlaufs aus **Abb.2.43** soll im Folgenden die Verschiebung u als mathematische Funktion des Winkels φ mit Hilfe der Baumechanik analytisch ermittelt werden. Hierzu wird der ausgefachte Rahmen zunächst auf folgendes einfaches System reduziert:

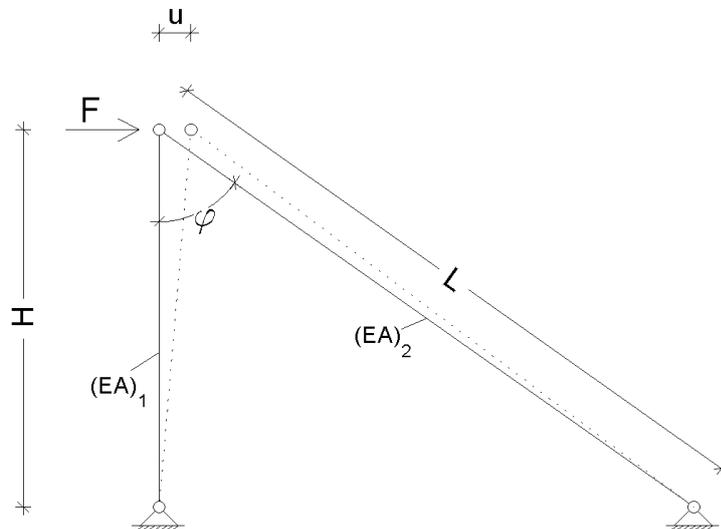


Abb.2.44 – Vereinfachtes statisches System eines ausgefachten Rahmens bei Angriff einer Horizontallast

Die Stabkräfte betragen dann: $S_1 = \frac{F}{\tan \varphi}$ und $S_2 = \frac{-F}{\sin \varphi}$

Wendet man nun das Prinzip der virtuellen Kräfte an, so ergeben sich die zu überlagernden Normalkraftdiagramme infolge der Kraft F nach **Abb.2.45** und infolge der virtuellen Kraft „1“ nach **Abb.2.46**.

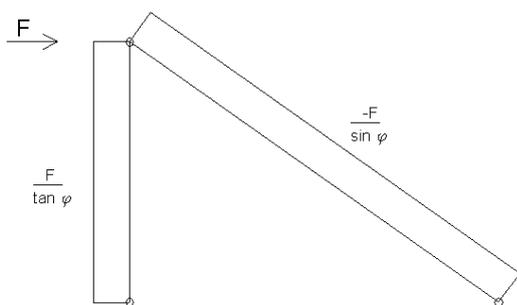


Abb.2.45 – Normalkraftdiagramm für reale Kraft F

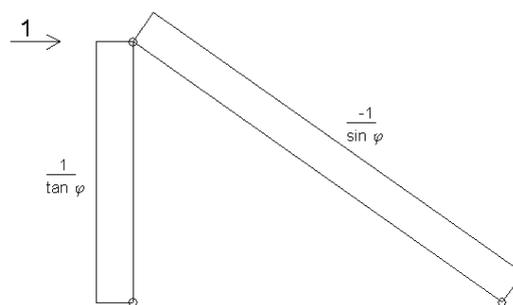


Abb.2.46 – Normalkraftdiagramm für virtuelle Kraft „1“

Durch Aufstellen der Arbeitsgleichung und Ermittlung der virtuellen Arbeit durch Integration beider Flächen ergibt sich für die horizontale Verschiebung u :

$$u = \frac{1}{(EA)_1} \cdot H \cdot \frac{F}{\tan \varphi} \cdot \frac{1}{\tan \varphi} + \frac{1}{(EA)_2} \cdot \frac{H}{\cos \varphi} \cdot \frac{F}{\sin \varphi} \cdot \frac{1}{\sin \varphi}$$

$$u = F \cdot H \cdot \left[\frac{1}{(EA)_1} \cdot \frac{1}{\tan^2 \varphi} + \frac{1}{(EA)_2} \cdot \frac{2}{\sin \varphi \cdot \sin 2\varphi} \right]$$

$$u = \frac{F \cdot H}{(EA)_1} \cdot \left[\frac{1}{\tan^2 \varphi} + \frac{(EA)_1}{(EA)_2} \cdot \frac{2}{\sin \varphi \cdot \sin 2\varphi} \right]$$

Obige Funktion wurde für die festen angenommenen Parameter $H = 3,0 \text{ m}$, $F = 50 \text{ kN}$, $(EA)_1 = 2200 \text{ MN}$, $(EA)_2 = 500 \text{ MN}$ grafisch ausgewertet und ist in **Abb.2.47** für einen Wertebereich von $\varphi = 20 \dots 70$ Grad dargestellt. Der Verlauf entspricht dem aus **Abb.2.43** und bestätigt somit die Ergebnisse der numerischen FE-Berechnung. Das Steifigkeitsmaximum (= minimale Horizontalverformung) liegt im vorliegenden Beispiel bei $\varphi = 0,98$ bzw. $\varphi = 56$ Grad. Das Ergebnis würde auch bei entgegengesetzter Wirkungsrichtung von F gelten, falls der Diagonalstab Zugkräfte aufnehmen könnte. Demnach liegt der ideale Winkel auch für Seilabspannungen bei mehr als 45 Grad.

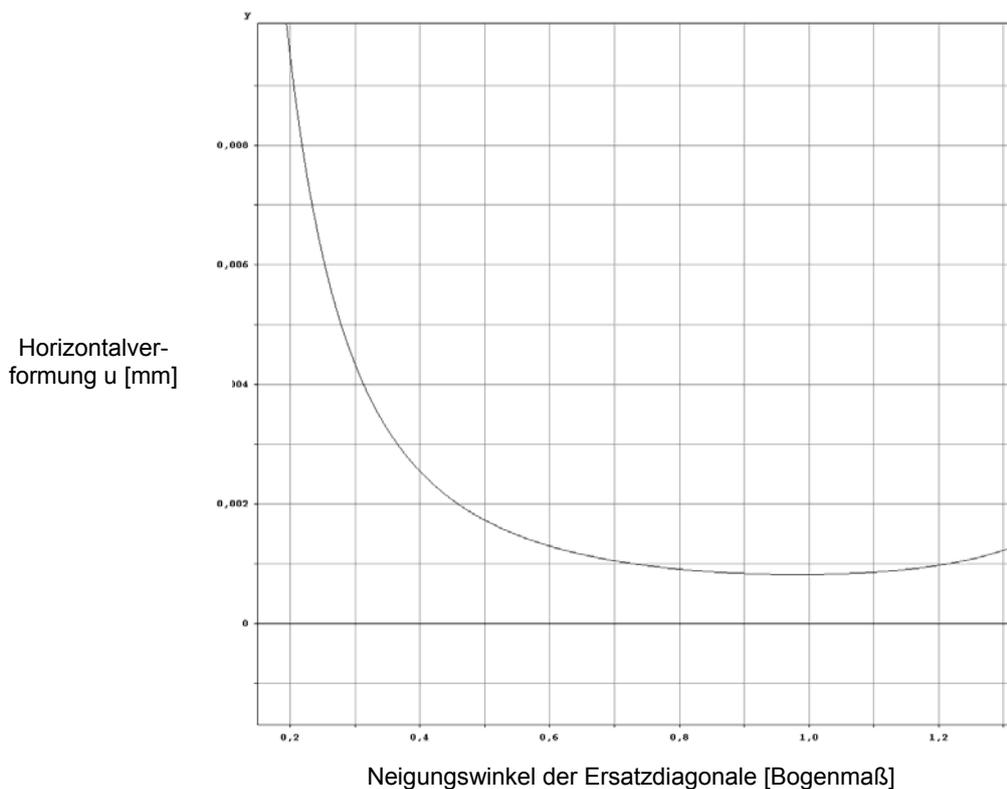


Abb.2.47 – Horizontalverformung u in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Ersatzdiagonale

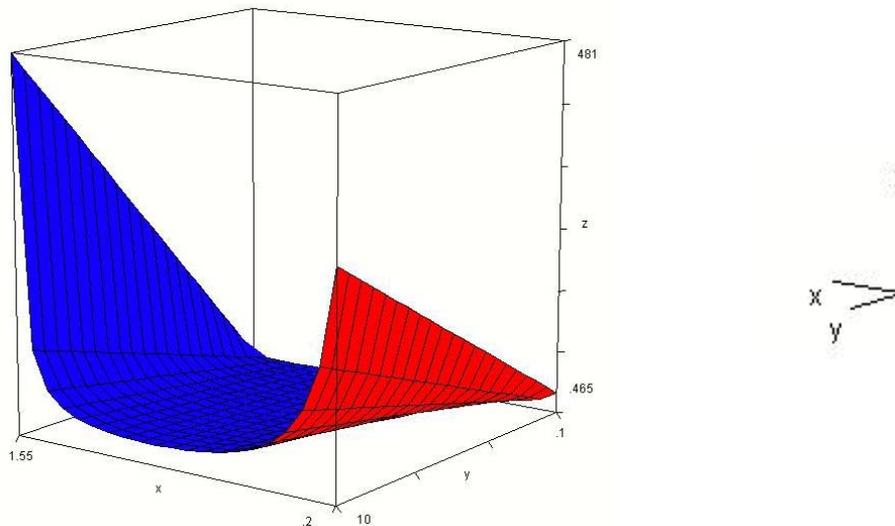
Abb.2.48 - Horizontalverformung u in Abhängigkeit von φ und von $(EA)_1 / (EA)_2$

Abb.2.48 zeigt die Horizontalverformung u in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Diagonalen φ (x-Achse) und in Abhängigkeit des Verhältnisses $(EA)_1/(EA)_2$ (y-Achse).

Im Folgenden soll zusätzlich der Winkel φ in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses $(EA)_1/(EA)_2$ grafisch dargestellt werden. Obige Gleichung kann auch als

$$u = \frac{F \cdot H}{(EA)_1} \cdot \left[\left(\frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right)^2 + \frac{(EA)_1}{(EA)_2} \cdot \frac{1}{\sin^2 \varphi \cdot \cos \varphi} \right] \quad \text{geschrieben werden.}$$

$$\text{Mit } \cos \varphi = \frac{H}{L} = x \quad \text{und} \quad \sin \varphi = \sqrt{\cos^2 \varphi - 1} = \sqrt{x^2 - 1} \quad \text{und} \quad \frac{(EA)_1}{(EA)_2} = y$$

$$\text{ergibt sich für } u \text{ vereinfacht} \quad u = \frac{F \cdot H}{(EA)_1} \cdot \left[\frac{x^3 + y}{x(x^2 - 1)} \right].$$

Um den Extremwert für u zu erhalten, muss der Zähler der Ableitung des Klammerausdrucks du / dx gleich Null gesetzt werden:

$$\frac{du}{dx} = 0 = \frac{-2x^3 - 3x^2y + y}{x^2(x^2 - 1)^2}$$

Die relevante Lösung der Gleichung 3.Grades (Zähler) lautet:

$$x = \frac{\sqrt{3} \cdot |y| \cdot \cos \left[\frac{\arcsin \left(\frac{y^2 - 2}{y^2} \right)}{3} \right]}{2} - \frac{y \cdot \sin \left[\frac{\arcsin \left(\frac{y^2 - 2}{y^2} \right)}{3} \right]}{2} - \frac{y}{2}$$

Die obige Funktion $x = f(y)$ ist in **Abb.2.49** grafisch dargestellt. Sie zeigt den Kosinuswert des Winkels (vertikale Achse), bei dem die maximale Horizontalsteifigkeit erreicht wird, in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses $(EA)_1/(EA)_2$ (horizontale Achse). Bei annähernd gleichen Dehnsteifigkeiten von Ersatzstab und Rahmenstiel beträgt demnach dieser Winkel rund 60 Grad. Bei größeren, jedoch der Praxis besser entsprechenden Verhältnissen von $(EA)_1/(EA)_2 = 4 \dots 10$ nähert sich die zunehmend flacher verlaufende Kurve Werten für $\cos \varphi$ von 0,57 an, was einem Winkel von rund 55 Grad entspricht.

Es kann also abschließend festgehalten werden, dass für praxisrelevante Bereiche ausgefachter Rahmen das Maximum der Horizontalsteifigkeit in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses $(EA)_1/(EA)_2$ bei Neigungswinkeln φ (zwischen Ersatzdiagonale und Rahmenstiel) immer zwischen 55 und 60 Grad erreicht wird.

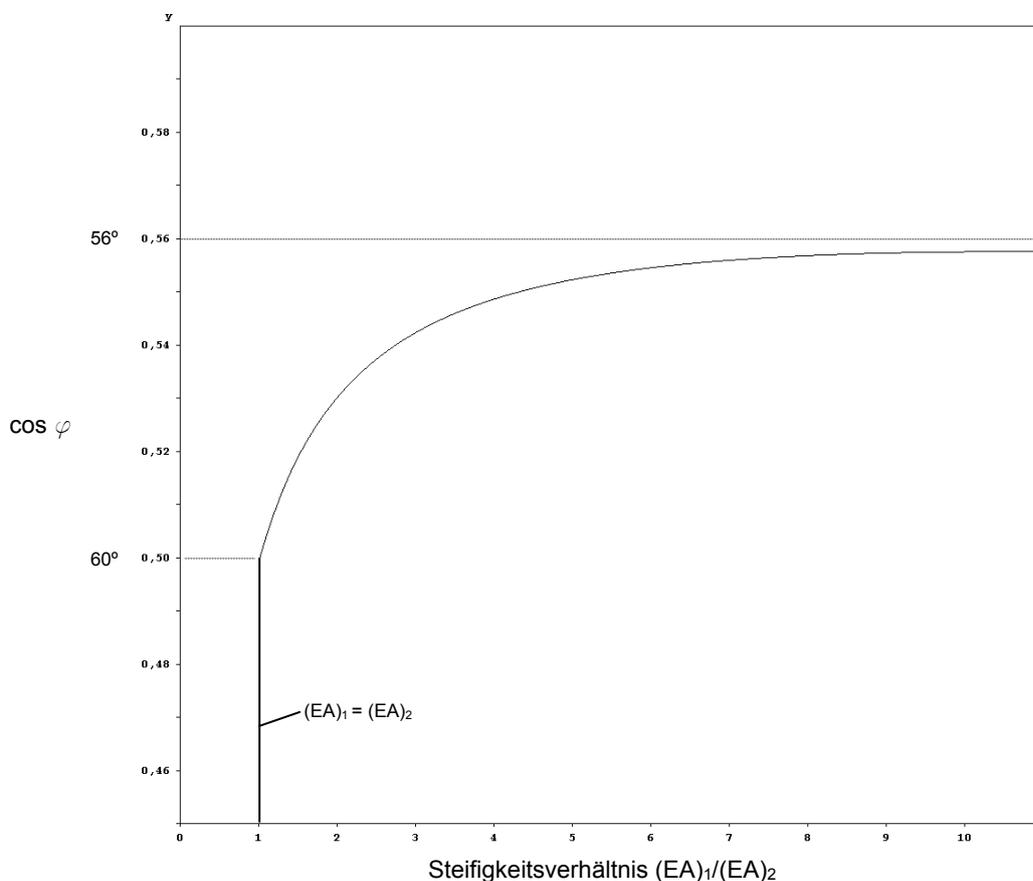


Abb.2.49 – Darstellung des Winkels der maximalen Steifigkeit ($\cos \varphi$) in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses $(EA)_1/(EA)_2$

Die Form der in **Abb.2.49** dargestellten Funktion ist sehr kompliziert und für die praktische Anwendung wenig geeignet. Eine sehr gute Näherung stellt die Gleichung der Form

$$x = \frac{a + by}{1 + cy + dy^2}$$

mit den Parametern

$$a = 0,31162374$$
$$c = 2,44308430$$

$$b = 1,4083853000$$
$$d = 0,0039247317$$

dar.

Die vereinfachte Funktion ist in **Abb.2.50** dargestellt.

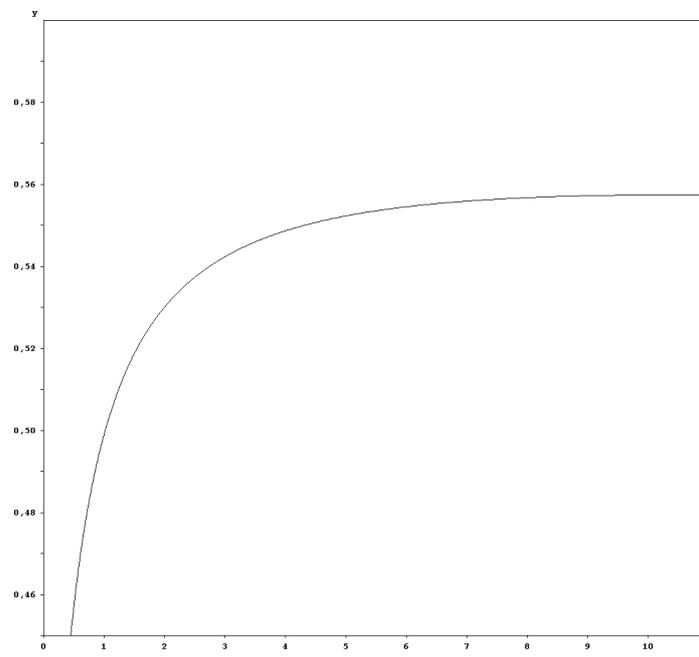


Abb.2.50 – Vereinfachte Funktion

b) Parameter: Verhältnis Trägheitsmomente Rahmenriegel zu Rahmenstiel

Die horizontale Gesamtsteifigkeit setzt sich bei ausgefachten Rahmen hauptsächlich aus der Biegesteifigkeit des Rahmens und den Dehnsteifigkeiten aller Stäbe (Fachwerkwirkung) inkl. des Ersatzstabes zusammen. Da mit wachsenden Rahmenprofilgrößen die Rahmensteifigkeit schneller als die Dehnsteifigkeit ansteigt und somit der (geringe) Anteil des Rahmens an der horizontalen Gesamtsteifigkeit zunimmt, vermindert sich die Ersatzstabbreite bei Ermittlung nach dem Verfahren nach Dawe geringfügig. Die steifigkeitserhöhende Wirkung durch größere Trägheitsmomente der Rahmenstiele bei gleichzeitig konstantem Riegelprofil (HEB240) ist in **Abb.2.51** dargestellt (variables Riegelprofil bei konstantem Stielprofil siehe **Abb.2.52**).

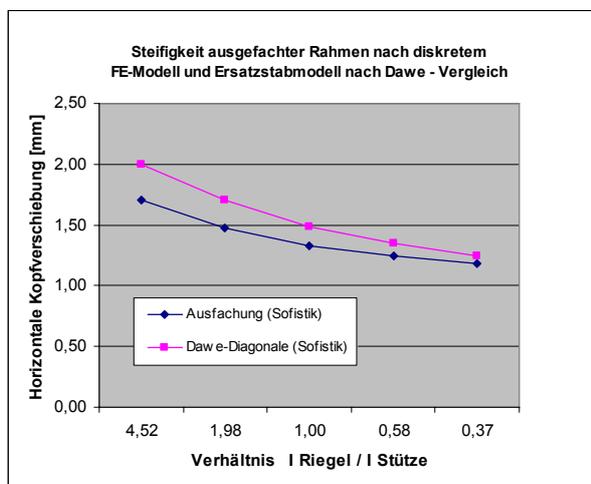


Abb.2.51 – Abhängigkeit vom Verhältnis $I_{\text{Riegel}}/I_{\text{Stütze}}$

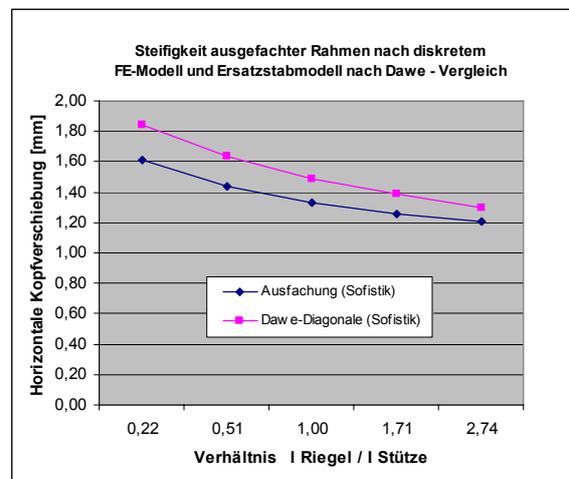


Abb.2.52 - Abhängigkeit vom Verhältnis $I_{\text{Riegel}}/I_{\text{Stütze}}$

Abb.2.51 zeigt den Einfluss von anwachsenden Trägheitsmomenten der Stützen (bei $I_{\text{Riegel}} = \text{const.}$) auf die Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen. Mit zunehmendem Trägheitsmoment des Stützenquerschnitts nimmt hier die Verformung ab und somit die horizontale Steifigkeit zu. Bei jeweiliger Verdoppelung des Stützenträgheitsmoments wächst die Steifigkeit jedoch immer langsamer und läuft gegen einen Grenzwert, der außerhalb der untersuchten Bereiche liegt. Die Vergrößerung von ohnehin schon großen Stützenprofilen zur Erhöhung der Horizontalsteifigkeit des ausgefachten Rahmens ist deshalb wenig effektiv. Das Gleiche gilt für eine Vergrößerung der Riegelprofile bei konstanten Stützenquerschnitten (**Abb.2.52**). Für effiziente Steifigkeitsänderungen ist somit das gleichzeitige Ändern von Riegel- und Stielprofilen notwendig.

Insgesamt ist die Bedeutung der Stützen für die Horizontalsteifigkeit größer als die der Riegel. Für eine unendliche große Stützensteifigkeit würden die horizontalen Verformungen gegen Null gehen. Für den Grenzwert bei Stahlbetonrahmen ermittelte Schmidt [Schm01] für einen Riegel von $b/d = 30/50\text{cm}$ ein Stützenträgheitsmoment von $1000 \cdot I_r$. Die Ergebnisse aus Abschn.2.4.2a zeigen jedoch den insgesamt eher untergeordneten Einfluss der Rahmenprofilgrößen auf die Gesamthorizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen.

c) Parameter: Material der Ausfachtung

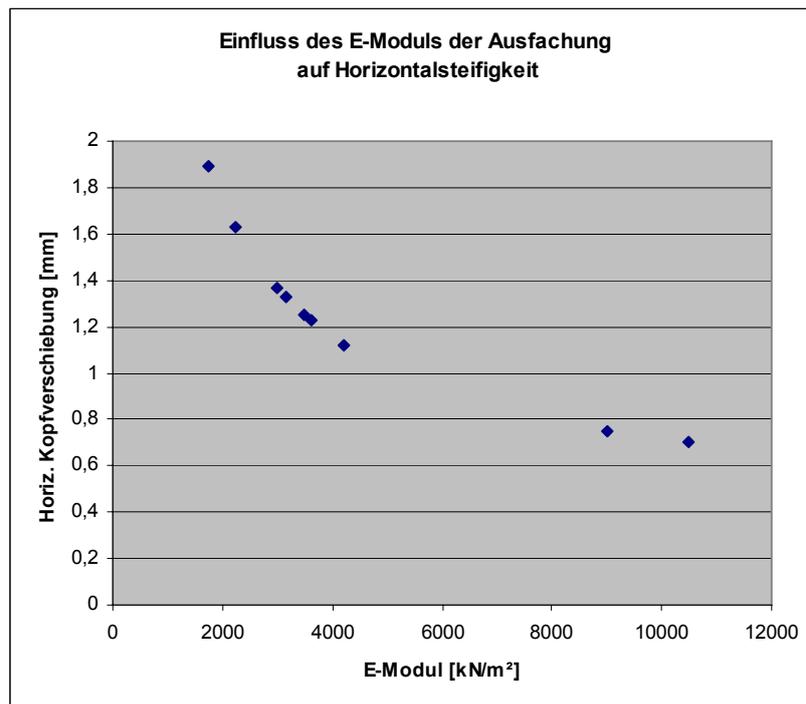


Abb.2.53 – Einfluss des E-Moduls der Ausfachtung auf Horizontalsteifigkeit

Abb.2.53 zeigt die Abhängigkeit der Horizontalsteifigkeit des ausgefachten Rahmens vom E-Modul der ausfachtenden Wand. Ein nichtlinearer Verlauf ist erkennbar. Ausfachtungen mit einem größeren Elastizitätsmodul bewirken zwar eine erhöhte Steifigkeit, allerdings wirkt der Steifigkeitsgewinn im Bereich großer E-Moduli in immer geringerem Maße. Zur Erzielung hoher Steifigkeiten ist es also durchaus empfehlenswert, ein Material mit mittlerem E-Modul anstelle eines mit sehr großem E-Modul zu wählen, ohne dabei einen nennenswerten Verlust an Steifigkeit in Kauf nehmen zu müssen.

d) Parameter: Dicke der Ausfachtung

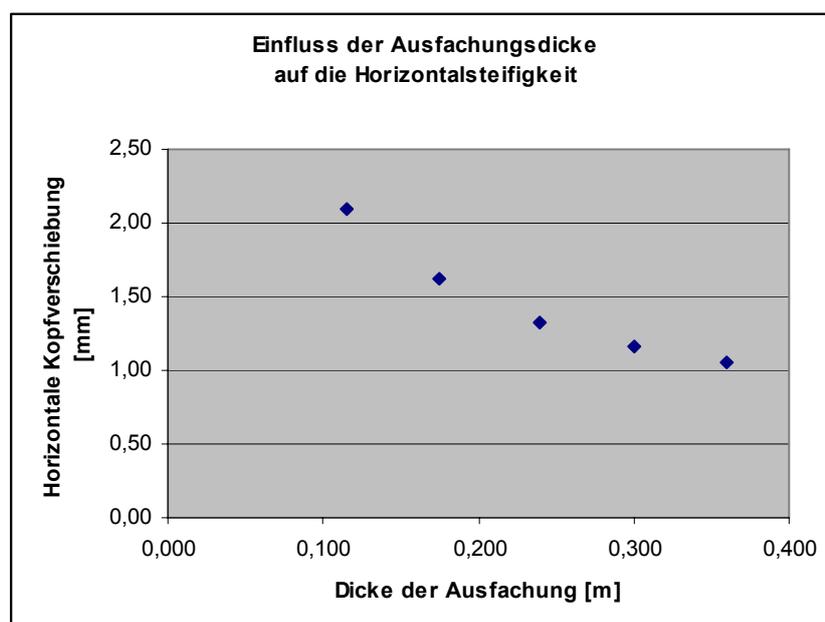


Abb.2.54 - Einfluss der Ausfachtungsdicke auf Horizontalsteifigkeit

Abb.2.54 zeigt die Abhängigkeit der Horizontalsteifigkeit des ausgefachten Rahmens von der Dicke der ausfachenden Wand. Wie zuvor beim Einfluss des E-Moduls ist ein nichtlinearer Verlauf erkennbar. Eine Vergrößerung der Wanddicke geht zwar mit einer Erhöhung der Horizontalsteifigkeit des Systems einher, eine dreifache Wanddicke hat aber nur die doppelte Horizontalsteifigkeit zur Folge. Aus diesem Grund stellt eine Wanddicke zwischen 24 und 36,5 cm hier die wirtschaftlichste Lösung zur Erzielung einer hohen Horizontalsteifigkeit dar.

e) *Parameter: Verhältnis Auflast V zu Horizontallast H*

Abb.2.55 zeigt die Abhängigkeit der Horizontalsteifigkeit des ausgefachten Rahmens vom Verhältnis Auflast zu Horizontallast für verschiedene B/H-Verhältnisse. Es ist ablesbar, dass die Steifigkeit größer wird, wenn die Vertikallast in den Stielen im Vergleich zur Horizontallast zunimmt. Der Steifigkeitszuwachs wird immer geringer und die Werte tendieren gegen einen Grenzwert der Verformung, bei dem die Kontaktfugen zwischen Rahmen und Ausfachung nicht mehr aufreißen. Zwischen Werten von $V/H = 5 \dots 10$ weisen alle Funktionen den stärksten Knick auf. Die anfangs noch diagonal verlaufenden Druckspannungen werden hier vor allem an den Wandrändern zunehmend durch die immer größeren Vertikallasten in den Stielen umgelenkt (siehe auch Abschn. 2.3.3e).

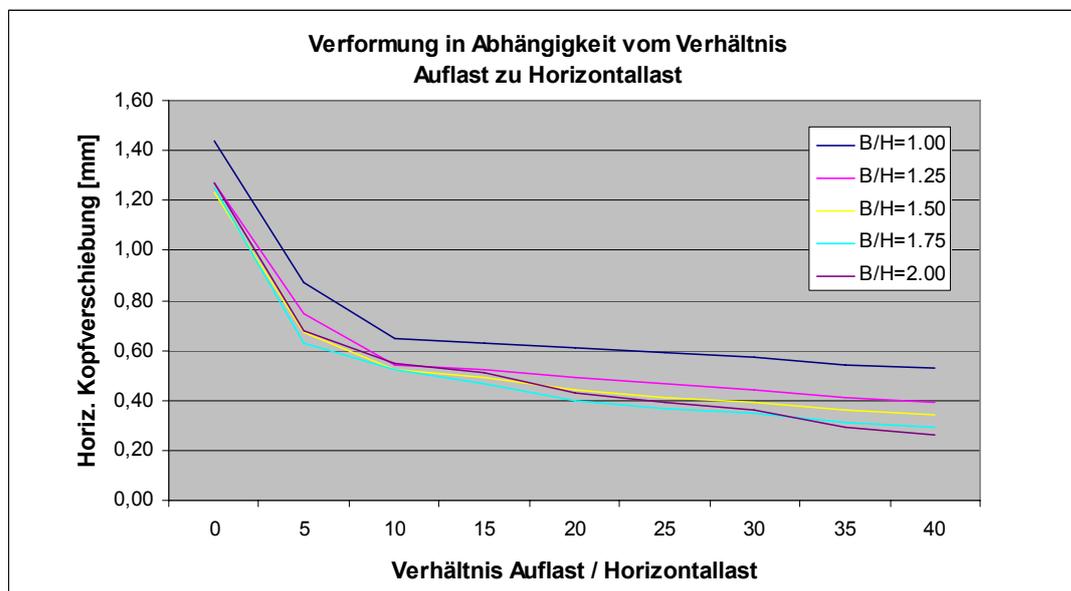


Abb.2.55 – Verformung in Abhängigkeit vom Verhältnis Auflast zu Horizontallast

Mit zunehmenden Vertikallasten in den Stielen nimmt die horizontale Kopfverschiebung ab. Zusätzlich zum Rahmenstiel trägt dann auch (bis zu einem Grenzwert) zunehmend ein schmaler Bereich der Mauerwerksausfachung die Vertikallasten ab. Die Mitwirkung dieses Mauerpfeilers im Verbund mit den Rahmenstielen ist der Grund für die höhere Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen bei hohen Vertikallasten in den Rahmenstielen.

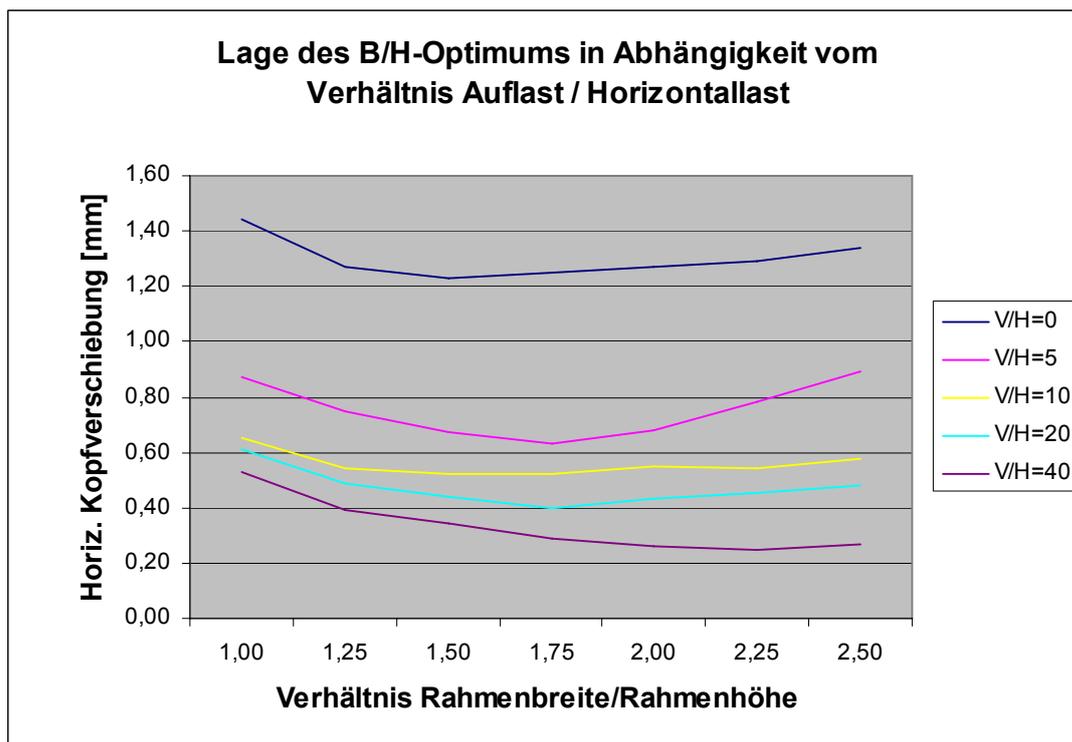


Abb.2.56 – Lage des B/H-Optimums in Abhängigkeit vom Verhältnis Auflast/Horizontallast

In **Abb.2.56** ist der Einfluss des V/H-Verhältnisses auf die Lage des optimalen B/H-Verhältnisses dargestellt (diskretes FE-Modell). Man erkennt, dass sich das optimale B/H-Verhältnis mit wachsenden Stiellasten im Diagramm leicht nach rechts verschiebt. Der Neigungswinkel φ der Diagonalen, bei dem die maximale Steifigkeit erreicht wird, verschiebt sich in Bereiche von knapp über 60 Grad.

Auch in **Abb.2.55** kann (zumindest indirekt) abgelesen werden, dass ein optimales B/H Verhältnis existiert, welches mit zunehmenden Stiellasten größer wird. Die im Diagramm am weitesten unten verlaufende Funktion (= Umhüllende der Minimalwerte) stellt für das jeweilige V/H-Verhältnis das optimale Verhältnis aus Rahmenlänge zu Rahmenbreite dar. Das Vorhandensein eines Schnittpunkts der Kurven B/H=1.75 und B/H=2.00 im Bereich von V/H=30...35 bedeutet für wachsende Stiellasten die Verschiebung des Optimums nach rechts.

f) Parameter: Reibbeiwert in der Kontaktfuge

Abb.2.57 zeigt die Abhängigkeit der Horizontalsteifigkeit vom Reibbeiwert in der Kontaktfuge zwischen Rahmen und Ausfachung für verschiedene V/H-Verhältnisse. Je größer der Reibbeiwert ist, desto größer ist erwartungsgemäß auch die Horizontalsteifigkeit. Die gleich bleibenden Abstände zwischen den Kurven für ein konstantes V/H-Verhältnis bedeuten eine lineare Steifigkeitsänderung. Mit wachsendem V/H-Verhältnis tendiert die Steifigkeit gegen einen Grenzwert. Die anfangs sich noch ausbildende Druckdiagonale wird immer stärker von den Vertikallasten in den Rahmenstielen überdrückt. An den zunehmend enger verlaufenden

Linien erkennt man die abnehmende Bedeutung des Reibbeiwertes bei wachsenden Lasten in den Stützen. Übliche Reibbeiwerte zwischen den Materialien Mörtel und Stahl liegen im Bereich von $\mu = 0,30 \dots 0,45$, zwischen den Materialien Mörtel und Stahlbeton im Bereich von $\mu = 0,50 \dots 0,70$.

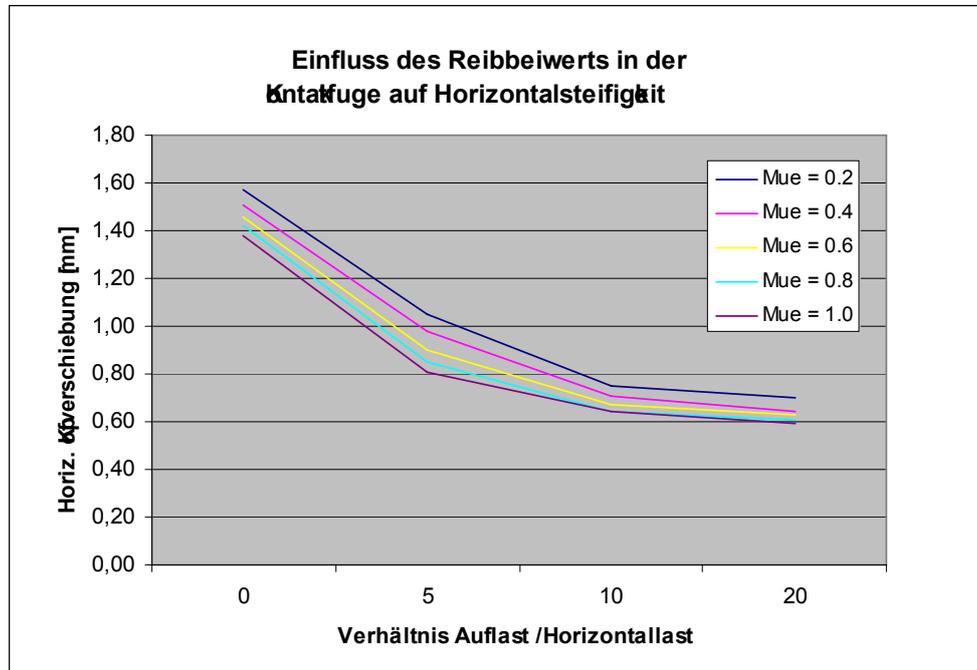


Abb.2.57 – Einfluss des Reibbeiwerts in der Kontaktfuge auf Horizontalsteifigkeit

Abb.2.58 mit nahezu parallel zueinander verlaufenden Kurven bestätigt den linearen Einfluss des Reibbeiwertes. Es ist erkennbar, dass μ die Lage des optimalen B/H-Verhältnisses nicht beeinflusst (hier untersucht für $V/H=3$).

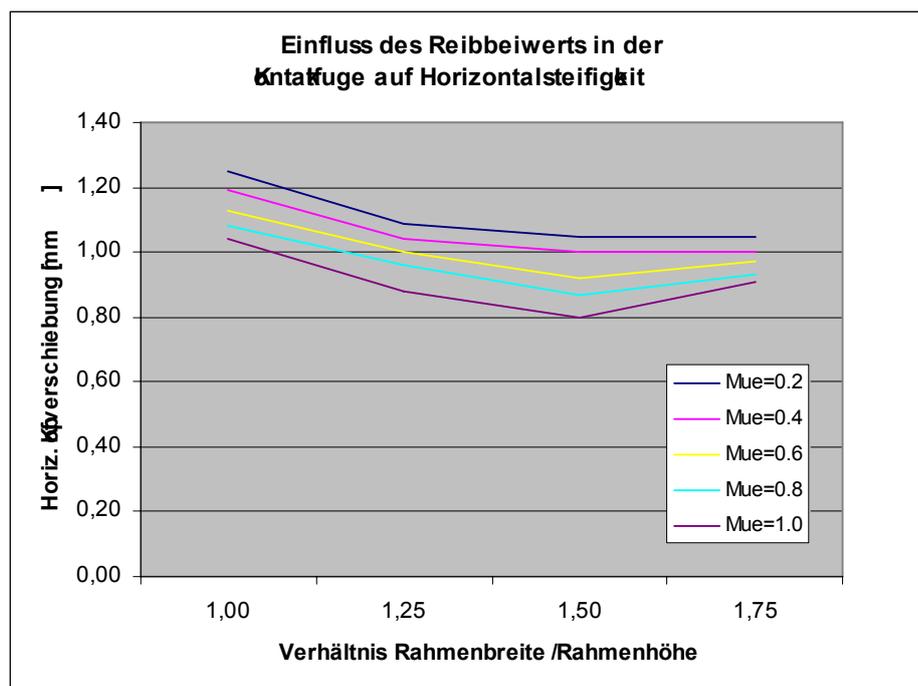


Abb.2.58 - Einfluss des Reibbeiwerts in der Kontaktfuge auf Horizontalsteifigkeit

Zusammenfassung

Ausfachendes Mauerwerk erhöht bei in der Praxis üblichen Abmessungen der Rahmen die Horizontalsteifigkeit auf das 10 bis 15-fache im Vergleich zum unausgefachten Rahmen. Bei konstanter Rahmenhöhe existiert eine bestimmte Riegellänge, bei der minimale Horizontalverformungen (= Steifigkeitsmaximum) erzielt werden. Hohe Vertikallasten in den Rahmenstielen erhöhen die Steifigkeit zusätzlich bis zu einem Grenzwert und vergrößern das zum Steifigkeitsmaximum gehörende B/H-Verhältnis. Die Vergrößerung der Trägheitsmomente von Riegeln und Stielen vermindert die Verformungen in etwa gleichen Größenordnungen. Hohe E-Moduli und große Dicken der Ausfachung vergrößern die Horizontalsteifigkeit ebenfalls, im Bereich großer Werte fällt der Steifigkeitsanstieg jedoch in immer geringerem Maße aus. Der Einfluss des Reibungsbeiwertes in der Kontaktfuge ist linear. Große Werte von μ sorgen für eine stärkere Beteiligung der Ausfachung am Lastabtrag.

2.5 Grundlagen Bemessung Ausfachung

2.5.1 Vereinfachte Ermittlung der vorhandenen Spannungen in den Ausfachungen

In diesem Abschnitt soll der Spannungszustand in der Ausfachung infolge Horizontallast nach Ausbildung der Druckdiagonale untersucht werden. Die Anwendung von Ersatzstabmodellen innerhalb bestimmter Anwendungsgrenzen (siehe Abschn.2.3.3) ist in diesen Fällen möglich. Für den Ausfachungstyp 3 werden die Grundlagen zur Berechnung der vorhandenen Spannungen in der Mauerwerksausfachung infolge der im Ersatzstab wirkenden Druckkraft gezeigt. Anhand einer Vergleichsberechnung zwischen Ersatzstabmodell und diskretem FE-Modell erfolgt für ein Beispiel die Überprüfung der Genauigkeit der Ergebnisse des Ersatzstabmodells.

Spannungszustand

Beim Ausfachungstyp 3 treten bei geringen Vertikallasten in den Stielen die Hauptnormalspannungen unabhängig von der Rahmengeometrie stets in Richtung der Ersatzdiagonalen und senkrecht dazu auf (**Abb.2.59**, **Abb.2.60** und **Abb.2.61**).

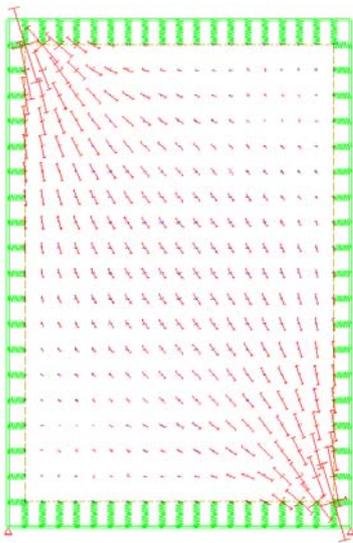


Abb.2.59 - Hauptspannungstrajektorien

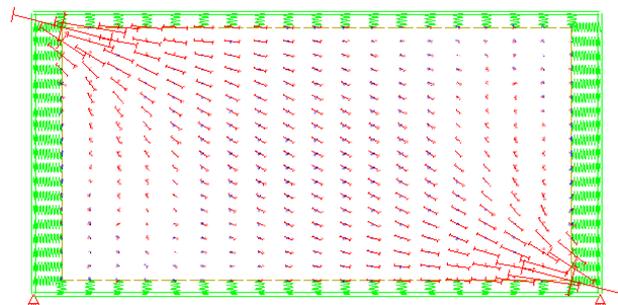


Abb.2.60- Hauptspannungstrajektorien

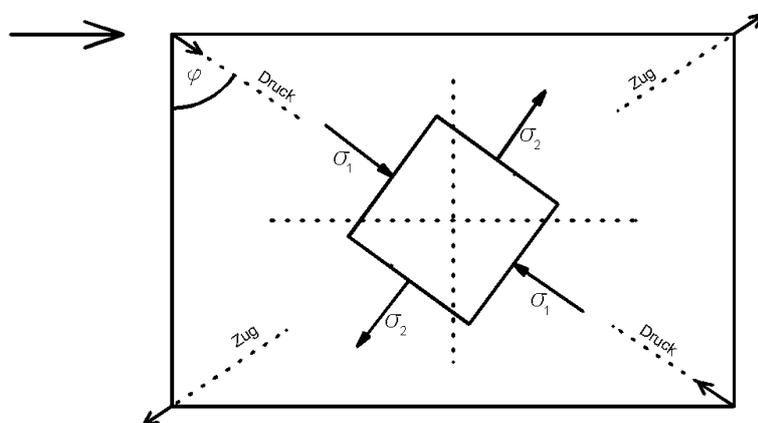


Abb.2.61 – Richtung der Hauptnormalspannungen

Die Hauptdruckspannung lässt sich aus der Druckkraft D im Ersatzstab (Berechnung z.B. mit Stabwerkprogramm) und dessen Querschnittsfläche (Ermittlung Ersatzstabbreite nach Abschn.2.2.3) berechnen.

$$\sigma_1 = \frac{D}{d_a \cdot b_e}$$

Die Dehnung des Ersatzstabes ergibt sich nach den Regeln der technischen Mechanik für den ebenen Spannungszustand aus

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1 - \mu \cdot \sigma_2}{E_m} \quad (\text{Dehnung in Richtung Druckdiagonale})$$

Die Dehnung senkrecht zur Ersatzdiagonale ist $\varepsilon_2 = 0$, da die Wandmasse die Ausdehnung in dieser Richtung nahezu komplett einschränkt.

$$\text{Aus } \varepsilon_2 = \frac{\sigma_2 - \mu \cdot \sigma_1}{E_m} = 0 \quad \text{ergibt sich} \quad \sigma_2 = \mu \cdot \sigma_1.$$

In die Gleichung für ε_1 eingesetzt kann für die Stauchung der Druckdiagonalen geschrieben werden:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_m} \cdot (1 - \mu^2)$$

Die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 sind aus obigen Gleichungen bestimmbar. Eine Rücktransformation der Spannungen in ein zum Tragwerk rechtwinkliges x-z-Koordinatensystem (**Abb.2.62**) ergibt die Spannungen σ_z , σ_x und τ_{zx} , welche für die normgerechte Bemessung der Ausfachtung erforderlich sind.

Spannungstransformation

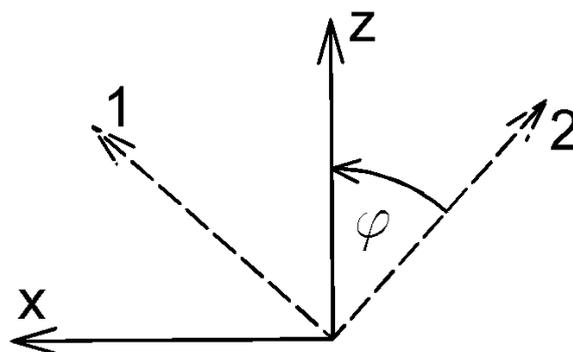


Abb.2.62 – Koordinatensysteme für Spannungstransformation

Die Formeln hierfür lauten:

$$\sigma_z = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cdot \cos 2\phi + \tau_{21} \cdot \sin 2\phi \quad (\text{mit } \tau_{21} = 0)$$

$$\sigma_x = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cdot \cos 2\phi - \tau_{21} \cdot \sin 2\phi \quad (\text{mit } \tau_{21} = 0)$$

$$\tau_{zx} = -\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cdot \sin 2\phi + \tau_{21} \cdot \cos 2\phi \quad (\text{mit } \tau_{21} = 0)$$

Anhand des Beispiels in **Abb.2.63** soll die Genauigkeit der mit Hilfe obiger Gleichungen ermittelten Spannungen für das Ersatzstabmodell überprüft werden. Dazu erfolgt die Ermittlung der Beanspruchung im Ersatzstab (Wandmitte) mit der F&L-Software „Ebenes Stabwerk“. Die Ergebnisse werden denen einer FE-Berechnung mit SOFISTIK gegenübergestellt (siehe auch **Anhang A8**).

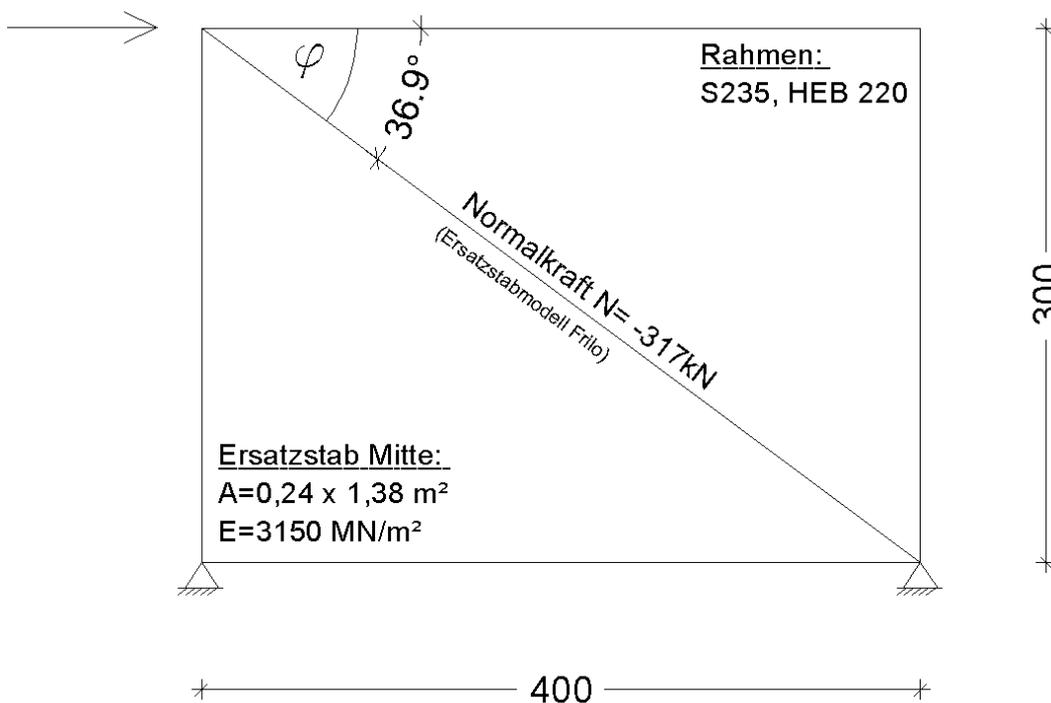


Abb.2.63 – Beispiel für Vergleichsberechnung

Hauptnormalspannungen (Ersatzstabmodell)

$$\sigma_1 = \frac{D}{d_a \cdot b_e} = \frac{-317 \text{ kN}}{24 \text{ cm} \cdot 138 \text{ cm}} = -0,096 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -0,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Druck})$$

$$\sigma_2 = \mu \cdot \sigma_1 = -0,30 \cdot -0,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = +0,287 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Zug})$$

Transformierte Normalspannungen (Ersatzstabmodell)

$$\sigma_z = \frac{+0,287 - 0,957}{2} + \frac{+0,0287 - (-0,957)}{2} \cdot \cos 73,8^\circ = -0,161 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_x = \frac{+0,287 - 0,957}{2} - \frac{+0,0287 - (-0,957)}{2} \cdot \cos 73,8^\circ = -0,509 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{zx} = -\frac{0,287 - (-0,957)}{2} \cdot \sin 73,8^\circ = -0,597 \frac{N}{mm^2}$$

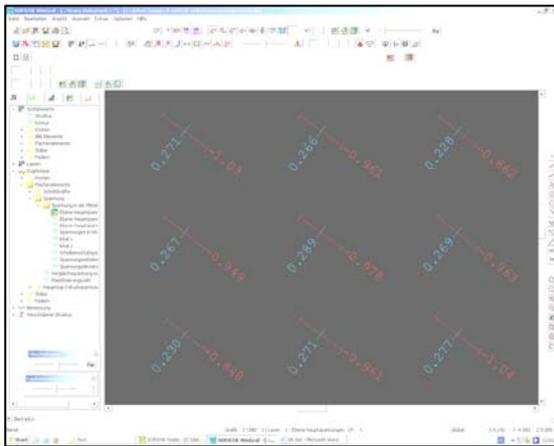


Abb.2.64 – Hauptnormalspannungen (FE-Berechnung)

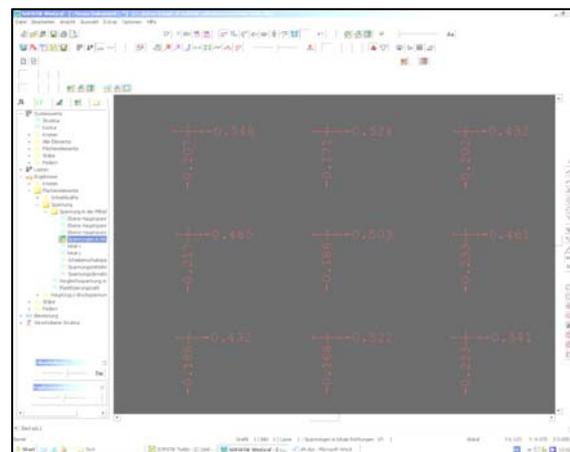


Abb.2.65 – Normalspannungen (FE-Berechnung)

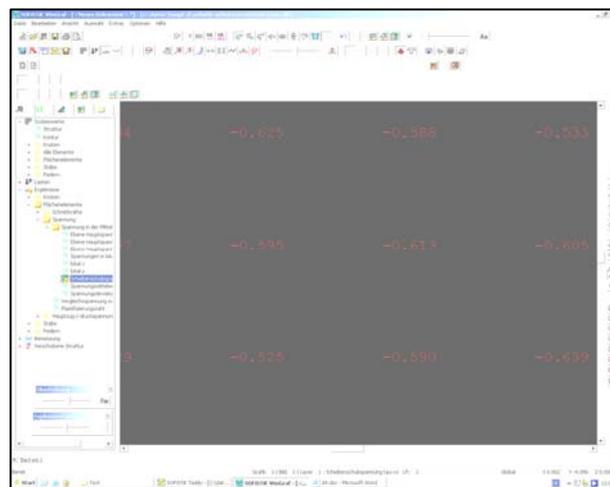


Abb.2.66 – Schubspannungen (FE-Berechnung)

In obigen Abbildungen sind die mit SOFISTIK am diskreten FE-Modell ermittelten Hauptnormalspannungen (**Abb.2.64**) und die auf das rechtwinklige x-z-Koordinatensystem des Rahmens bezogenen Normal- (**Abb.2.65**) und Schubspannungen (**Abb.2.66**) dargestellt. Die Abweichungen zu den per Ersatzstabmodell ermittelten Spannungen sind vernachlässigbar klein. Das beschriebene Vorgehen stellt also eine gute Möglichkeit dar, mit Hilfe eines Ersatzstabmodells einfach und schnell, aber trotzdem ausreichend genau, Normal- und Schubspannungen in der Ausfachung zu berechnen, um anschließend die erforderlichen Spannungsnachweise führen zu können.

Näherungsweise Ermittlung der Ersatzstabbreite in Wandmitte

Abb.2.59 und **Abb.2.60** zeigen deutlich eine Aufweitung des Ersatzstabes zur Wandmitte hin. In den Wandecken erfolgt eine Einschnürung des Druckstabes auf die (zuvor aus den Kontaktlängen ermittelte) Ersatzstabbreite b_{e1} . Um eine Aussage über die Spannungen in Wandmitte treffen zu können, muss die dort größere Stabbreite b_{e2} bekannt sein. Pubal [Pub88] schlägt für die Dicke das $1/\sqrt{2}$ -fache der kleineren Abmessung der Ausfachung vor. Dieser Ansatz ist ungenau, da er das B/H-Verhältnis des Rahmens unberücksichtigt lässt. Stattdessen wird vom Autor ein vereinfachter Ansatz nach **Abb.2.67** vorgeschlagen. Die Breite des Ersatzstabes wächst zur Wandmitte von b_{e1} zu b_{e2} unter dem Winkel α linear an und errechnet sich nach

$$b_{e2} = b_{e1} + 2 \cdot (0,5 \cdot l_d - l_{be1}) \cdot \tan \alpha .$$

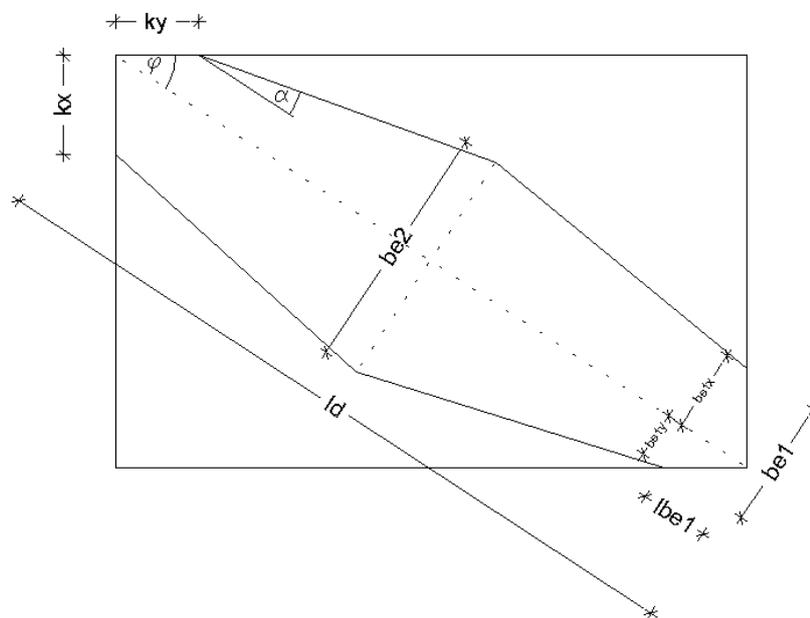


Abb.2.67 – Modell zur Ermittlung der Ersatzstabbreite in Wandmitte

Der Ansatz eines Wertes von 10° für den Ausbreitungswinkel α wies in Vergleichsberechnungen eine ausreichende Genauigkeit auf. Mit dieser Annahme und der Einbeziehung der Kontaktlängen in den Ecken lassen sich in der Folge Spannungen in den kritischen Bereichen Wandecke und Wandmitte näherungsweise ermitteln und ermöglichen im nächsten Schritt den Nachweis bzw. die Bemessung der Ausfachung.

Die Wandmitte ist der einzige Bereich, in dem sich die Querdehnung nahezu unbehindert ausbilden kann (optimal $B/H = 1,0$). Die Hauptzugspannung senkrecht zur Ausfachungsdiagonalen errechnet sich dort aus dem Produkt aus Hauptdruckspannung und Querdehnzahl. Zu den Wandecken hin nehmen die Hauptzugspannungen σ_2 langsam ab, da die Querdehnung zunehmend behindert wird (im Eckbereich sogar Vorzeichenwechsel). Die im Eckbereich auftretenden Querdruckspannungen σ_2 können näherungsweise mit einer Querdehnzahl von $\mu = 0,10$ ermittelt werden.

2.5.2 Ermittlung der zulässigen Spannungen in den Ausfachungen

a) Versagensarten von Mauerwerk bei Erdbebenbeanspruchung

Es werden drei grundsätzliche Versagensarten für Mauerwerk bei Erdbebenbeanspruchung in Wandebene unterschieden. Wichtigste Einflussfaktoren sind die Materialeigenschaften des Mauerwerks, die geometrischen Abmessungen der Wand, die einwirkenden Lasten und die angrenzenden Tragwerksteile.

1.) Die erste Versagensart ist Schubversagen infolge von Gleiten in einer Lagerfuge, verursacht durch fehlende Auflast und/oder eine sehr niedrige Haftscherfestigkeit des Mörtels (**Abb.2.68**). Bei Ausfachungen können Horizontalrisse gleichzeitig in mehreren Lagerfugen auftreten. Ein geringes Verhältnis Höhe zu Länge der Ausfachung und der damit verbundenen sehr flach verlaufenden Druckdiagonalen begünstigt diese Versagensart zusätzlich.

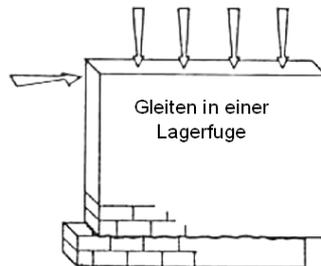


Abb.2.68 – Versagensart: Gleiten in der Lagerfuge (Bildquelle: [Tom99])

2.) Die häufigste Versagensart bei Erdbeben ist Schubversagen infolge schiefen Drucks. Sie tritt meist bei großen Horizontallasten an den Stellen auf, wo die Zugfestigkeiten der Mauersteine oder des Mörtels kleiner sind als die Hauptzugspannungen infolge einer kombinierten Beanspruchung aus vertikalen und horizontalen Lasten. Auch bei ausgefachten Rahmen ist dies die am häufigsten auftretende Versagensart. Die Schubfestigkeit des Mauerwerks ist hier die maßgebende Größe. Typisch für das Versagen sind meist durch Lager- und Stoßfugen treppenförmig verlaufende Risse im Mauerwerk. Für den eher selten auftretenden Fall einer im Vergleich zur Steifigkeit höheren Mörtelfestigkeit können die Risse auch direkt diagonal durch die Steine verlaufen (**Abb.2.69** und **Abb.2.70**). Die Rissbildung beginnt immer in Wandmitte, da sich nur hier die Querdehnungen und die damit verbundenen Querzugspannungen unbehindert ausbilden können. Das Versagen kann auch in Kombination mit „Gleiten in einer Lagerfuge“ auftreten. Außerdem kann bei Ausfachungen an den Enden des Ersatzstabs infolge des eingeschnürten Querschnitts das Mauerwerk auf Druck versagen („Corner compression“).

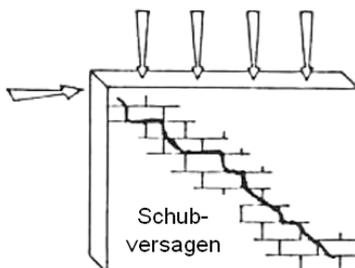


Abb.2.69 – Versagensart: Schubversagen infolge schiefen Drucks (Bildquelle: [Tom99])



Abb.2.70 – Kreuzrisse infolge schiefen Drucks (Bildquelle: [Bac02a])

3.) Die dritte Versagensart ist das Biegedruckversagen im Eckbereich von Mauerwerkswänden. Dieses tritt bei hohen, kurzen Wänden (große Schubslankheit) und bei sehr hohen Schubfestigkeiten auf. Charakteristisch sind zerstörte Druckzonenbereiche an den Wandenden (**Abb.2.71**). Für Ausfachungen ist diese Versagensart in der Praxis nicht relevant.

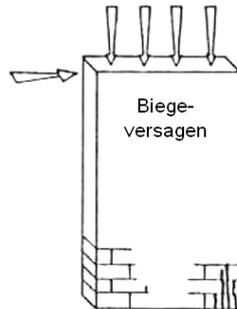


Abb.2.71 – Versagensart Biegeversagen (Bildquelle: [Tom99])

Abb.2.72 zeigt zusammenfassend eine Übersicht über die zuvor erwähnten Versagensarten von Mauerwerk bei Beanspruchung durch Horizontallasten in Wandebene inklusive einer weiteren Unterteilung der speziell bei Ausfachungen auftretenden Versagensformen.

Im Fall kleiner Erdbebenlasten treten bei ausgefachten Rahmen noch keine Risse auf. Rahmen und Mauerwerk wirken zusammen im Verbund wie eine monolithische Wandscheibe, wobei die Horizontallast hauptsächlich von der Ausfachung aufgenommen wird. Wachsen die Erdbebenlasten an, können zwei Fälle auftreten. Bei niedrigen Haftscherfestigkeiten des Mörtels kommt es vorzeitig zum Gleiten entlang einer oder mehrerer Lagerfugen und das Mauerwerk wird in zwei oder mehrere Wandabschnitte zerteilt. Bei höheren Haftscherfestigkeiten des Mörtels kommt es nach dem reißverschlussartigen Aufreißen entlang der Kontaktfugen zwischen Rahmen und Ausfachung (siehe Abschn. 2.3.5) zur Ausbildung einer Druckdiagonale in der Ausfachung. Das Mauerwerk wird durch schiefen Druck beansprucht (siehe Versagensarten **Abb.2.72**).

Für mittlere bis hohe Haftscherfestigkeiten können die Versagensarten „Versagen entlang einer Lagerfuge“ (nur bei niedrigen Haftscherfestigkeiten) und „Versagen durch Druck in den Eckbereichen („Corner compression“) der Ausfachung“ (nur bei sehr hohen Haftscherfestigkeiten) praktisch ausgeschlossen werden. Die Untersuchungen in den Abschnitten 2.7 und 2.8 dieser Arbeit erfolgten unter dieser Annahme, weshalb bei den dort betrachteten Gebäuden lediglich der dann maßgebende Nachweis gegen Versagen infolge schiefen Drucks geführt wurde. Hierfür geeignete Schubtragmodelle werden nachfolgend vorgestellt.

Versagensarten von Mauerwerk bei Horizontalbeanspruchung

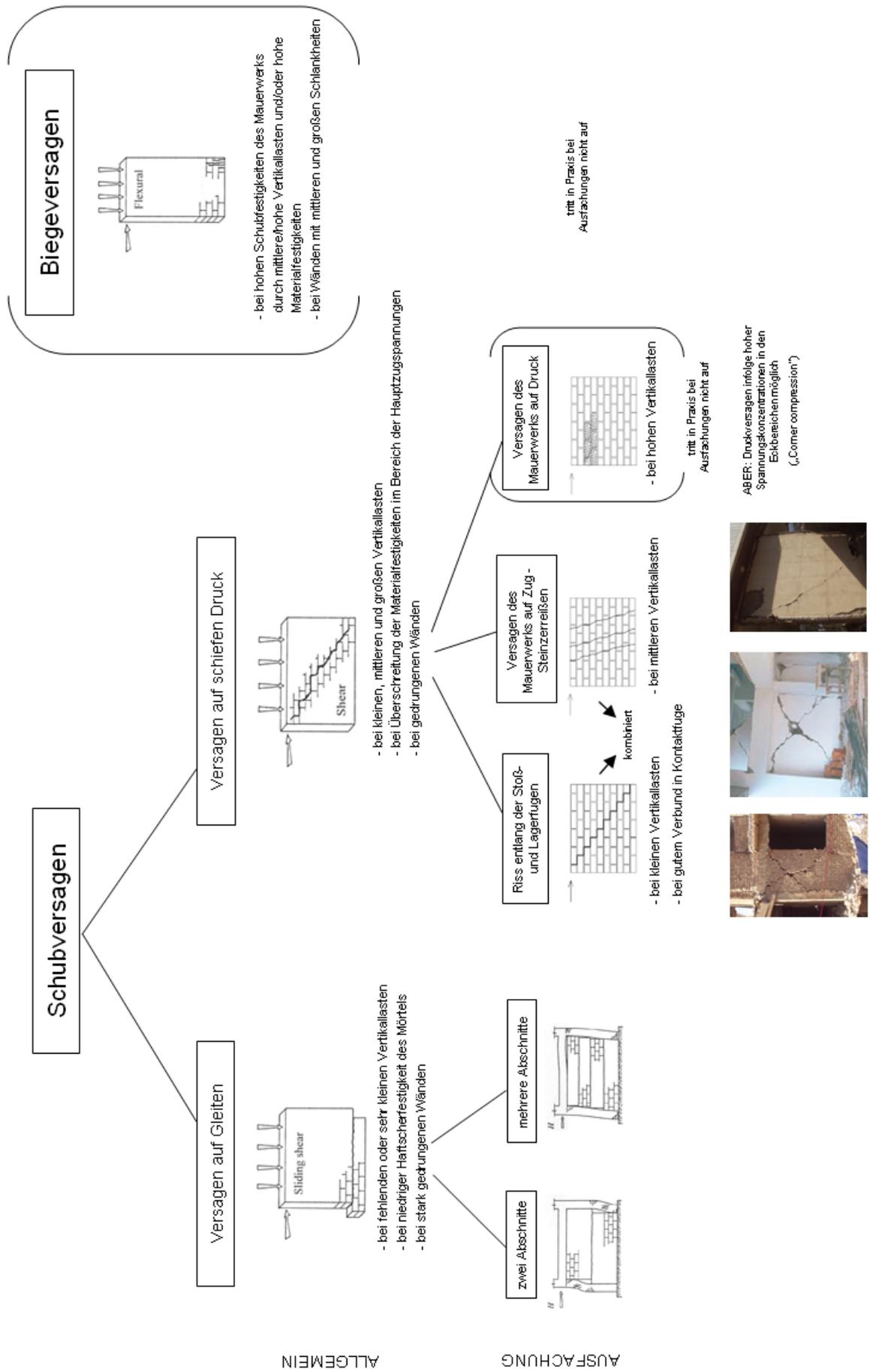


Abb.2.72 – Versagensarten von Mauerwerk bei Horizontalbeanspruchung (Bildquelle: [Tom99])

b) Schubtragmodelle

Die im Ersatzstab wirkende Längskraft führt im Mauerwerk zu Normal- und Schubspannungen. Die zuvor beschriebenen Versagensarten stellen die Grenzbereiche zulässiger Spannungen dar. Es gibt unterschiedliche Schubtragmodelle, nach denen Bruchbedingungen bzw. zulässige Spannungen für den Verbundwerkstoff Mauerwerk bei kombinierter Beanspruchung aus Normalkräften und Querkraften formuliert werden können. Die wichtigsten Modelle werden im Folgenden kurz vorgestellt. Dabei werden die Formelzeichen nach DIN 1053-1 verwendet. **Abb.A2.1** im Anhang A2 gibt eine Übersicht über die entsprechenden Formelzeichen nach DIN 1053-100 und EC6.

1. Bruchbedingungen nach Mann/Müller [Schn99]

Mann/Müller formulieren drei Bruchbedingungen für Mauerwerk, das durch Normal- und Schubspannungen beansprucht wird. Auf diesen Bedingungen beruhen die Bemessungsformeln in der alten Mauerwerksnorm DIN 1053 T2. Die Theorie wurde anhand verschiedener Versuche überprüft und bildet die Wirklichkeit unter folgenden Bedingungen im Allgemeinen gut ab:

1. Es können keine Zugkräfte senkrecht zu den Lagerfugen übertragen werden.
2. Das Mauerwerk wird nicht durch Randelemente gestört.
3. In den Stoßfugen können keine Normal- und Schubspannungen übertragen werden.

Druckspannungen senkrecht zur Stoßfuge existieren nicht und somit auch keine Reibungskräfte. (Dieser Ansatz ist insofern richtig, da Stoßfugen heutzutage nicht mehr vollflächig bzw. überhaupt nicht mehr vermörtelt werden. Weiterhin verhindern Randablösungen des Mörtels infolge Schwindens ebenso eine kraftschlüssige Verbindung.)

Ausgangspunkt für das Modell ist das in **Abb.2.73** dargestellte Element. Infolge der Bedingungen nach Mann/Müller können die Normalspannungen σ_x in der Stoßfuge nicht übertragen werden. Das Gleiche gilt für die Schubspannungen τ_{xz} . Entfallen diese, kann das in **Abb.2.74** dargestellte Gleichgewicht nicht gewahrt werden.

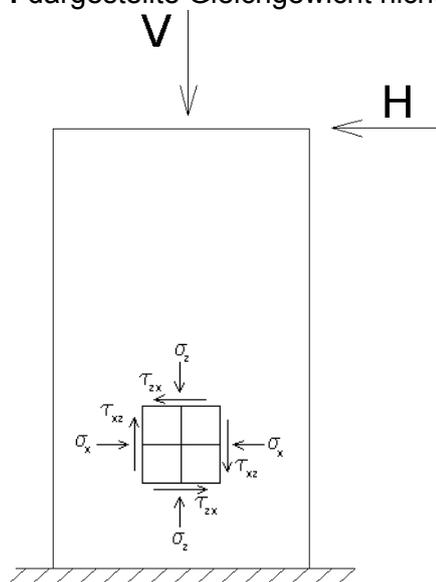


Abb.2.73 – Mauerwerkselement mit an ihm wirkenden Spannungen

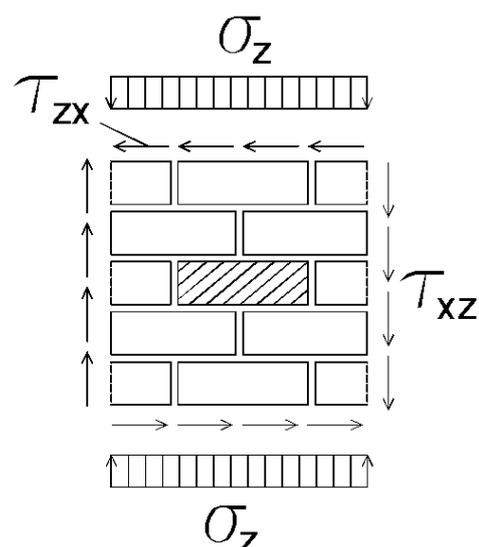


Abb.2.74 – Gleichgewicht

In diesem Fall wird das Moment $M = \tau_{zx} \cdot \Delta x$ durch ein Kräftepaar $\Delta\sigma_z \cdot \Delta y / 2$ im Gleichgewicht gehalten (**Abb.2.75**). Die Spannungen σ_{z1} und σ_{z2} ergeben sich aus:

$$\sigma_{z1,z2} = \sigma_z \pm 2 \cdot \tau_{zx} \cdot \frac{\Delta x}{\Delta y}$$

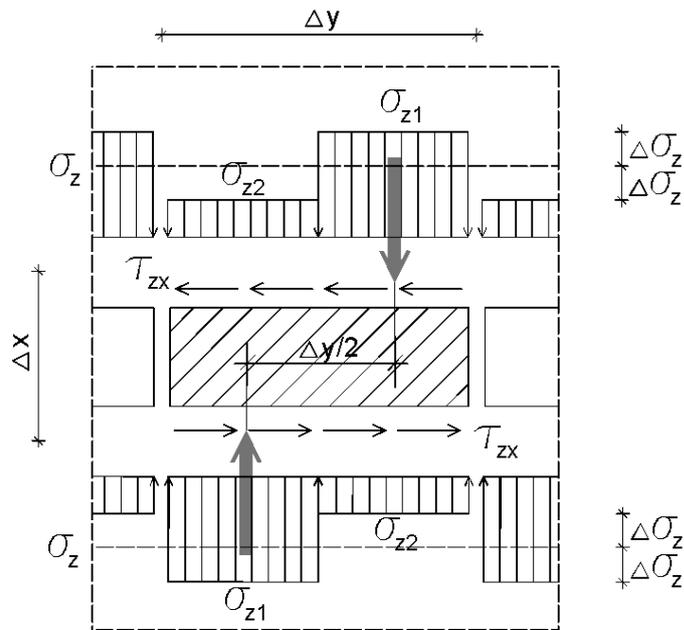


Abb.2.75 – Spannungen am Mauerwerkselement ohne Stoßfugenvermörtelung

Für die drei Versagensarten können Grenzscherubspannungen τ_{krit} wie folgt ermittelt werden.

I. Versagensart: Gleiten in der Lagerfuge

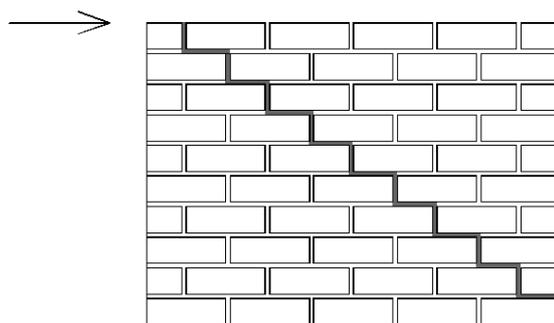


Abb.2.76 – Gleiten in der Lagerfuge

Das Versagen tritt in Verbindung mit kleinen Normalspannungen σ_z in der Lagerfuge durch Überschreiten der Scherfestigkeit zwischen Stein und Mörtel auf (**Abb.2.76**).

$$|\tau_{krit}| = c - \mu_R \cdot \sigma_z \quad (\sigma_z \text{ mit Vorzeichen einsetzen!})$$

Für σ_z muss der kleinere Wert der beiden Druckspannungen (σ_{z2} nach **Abb.2.75**) aus obiger Gleichung eingesetzt werden. Alternativ kann über abgeminderte Werte c' und μ_R' diese Tatsache schon vorher berücksichtigt werden [Zil03].

$$|\tau_{krit1}| = c' - \mu_R' \cdot \sigma_z \quad \text{mit} \quad c' = \frac{c}{1 + \mu_R \cdot \frac{2 \cdot \Delta x}{\Delta y}} \quad \text{und} \quad \mu_R' = \frac{\mu_R}{1 + \mu_R \cdot \frac{2 \cdot \Delta x}{\Delta y}}$$

$$\text{bzw.} \quad |\tau_{krit1}| = \frac{c - \mu_R \cdot \sigma_z}{1 + \mu_R \cdot \nu} \quad \text{mit} \quad \nu = \frac{2 \cdot \Delta x}{\Delta y} \approx 1$$

Hier wird die kleinere Spannung σ_z in der Lagerfuge durch den Faktor $\frac{1}{1 + \mu_R \cdot \nu}$ berücksichtigt.

In der entsprechenden Gleichung der DIN 1053 T1 [DIN1053-1] sind die Kohäsion c (= Rechenwert der Haftscherfestigkeit β_{RHS}) und der Reibungsbeiwert μ_R (= μ) bereits abgeminderte Werte zur Berücksichtigung dieser Tatsache.

II. Versagensart: Steinversagen durch Zugbeanspruchung (Steinzerreißen)

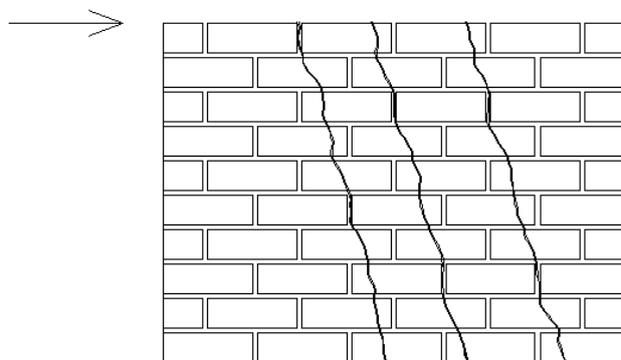


Abb.2.77 - Steinzerreißen

Da in den Stoßfugen keine Schubspannungen τ_{xz} übertragen werden können, müssen die Steine in jeder zweiten Schicht die doppelten Schubkräfte übertragen. In Kombination mit mittleren Normalspannungen σ_z ergeben sich schräge Hauptzugspannungen σ_2 , die beim Überschreiten der Steinzugfestigkeit β_z zum Versagen des Steins führen (**Abb.2.77**). Der Nachweis erfolgt entweder direkt über die Begrenzung der Hauptzugspannung σ_2 oder wie in DIN1053 T1 indirekt über die Begrenzung der Schubspannung τ_{zx} :

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z}{2}\right)^2 + (2,3 \cdot \tau_{zx})^2} \leq \beta_z \quad \text{bzw.}$$

$$|\tau_{krit2}| = \frac{\beta_z}{2,3} \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_z}{\beta_z}} \quad (\sigma_z \text{ mit Vorzeichen einsetzen!})$$

III. Versagensart: Versagen des Mauerwerks auf Druck

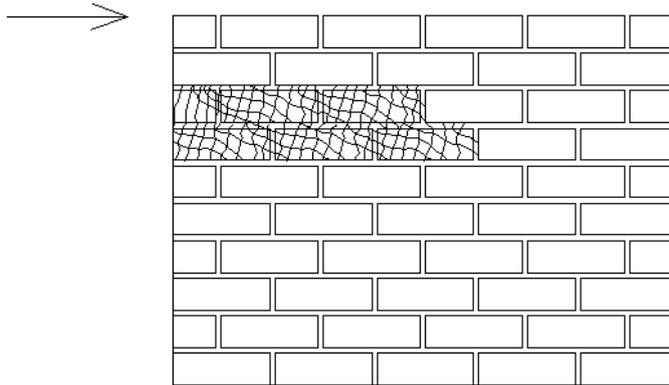


Abb.2.78 – Druckversagen

Überschreiten die Druckspannungen σ_{z1} (**Abb.2.75**) die Druckfestigkeit $\beta_{D,MW}$ des Mauerwerks, tritt Druckversagen ein (**Abb.2.78**), d.h. die Querzugspannungen im Stein überschreiten die Steinquerzugfestigkeit $\beta_{z,St.}$. Die auftretenden Druckspannungen σ_z vermindern die aufnehmbare Schubspannung.

$$|\tau_{krit3}| = (\beta_{D,MW} + \sigma_z) \cdot \frac{\Delta y}{2 \cdot \Delta x} \quad (\sigma_z \text{ mit Vorzeichen einsetzen!})$$

$$\text{mit } \frac{\Delta y}{2 \cdot \Delta x} \approx 1$$

In **Abb.2.80** sind die drei Bruchkriterien nach Mann/Müller als Funktion mit Kennzeichnung der Bereiche mit und ohne Versagen dargestellt.

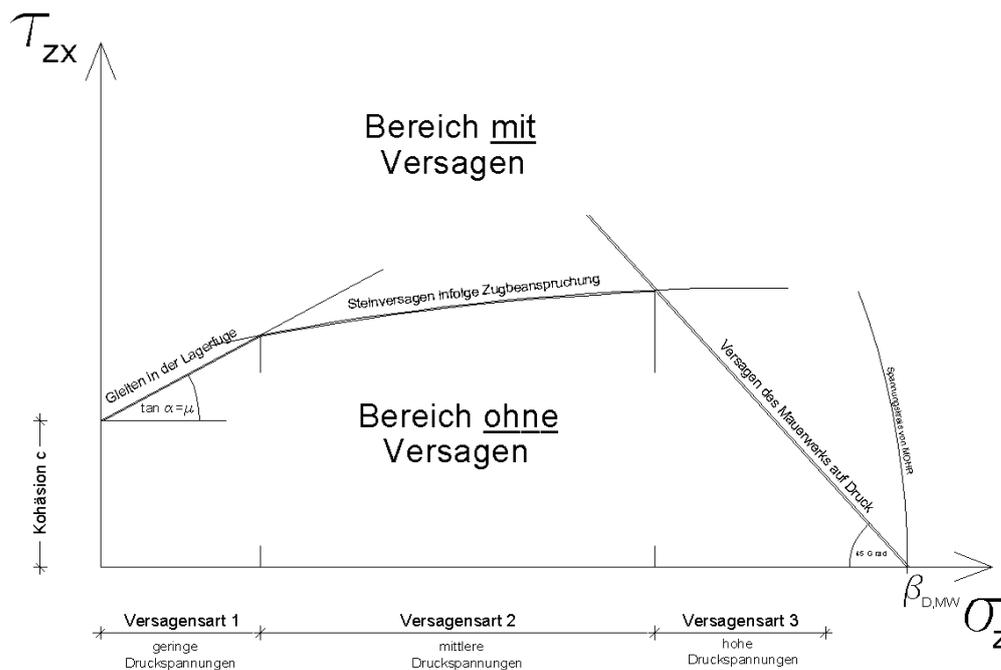


Abb.2.80 – Bruchkriterien nach Mann/Müller

Das Schubtragmodell nach Mann/Müller wurde zwar für statische Beanspruchungen entwickelt, Versuche zeigten jedoch, dass eine Übertragung der Resultate auf dynamische Beanspruchungen (z.B. Erdbebenlasten) möglich ist. Es treten hier die gleichen Versagensarten auf. Wird die Bemessung ausgefachter Rahmen so durchgeführt, dass lediglich ein Aufreißen der Kontaktfugen, jedoch kein Versagen innerhalb der Ausfachung möglich ist, so kann sich in Wandebene je nach Beanspruchungsrichtung die entsprechende Druckdiagonale ausbilden, was eine Modellierung für Erdbebenbeanspruchungen mit Ersatzstäben rechtfertigt. Nach Aufklaffen der Kontaktfuge für die erste Lastrichtung schließt sich bei der Gegenbewegung diese Kontaktfuge wieder, und über Reibung in den Kontaktflächen zwischen Rahmen und Ausfachung kann die Kraftübertragung des Ersatzstabs erfolgen. Da der Anteil der Haftscherfestigkeit im Vergleich zum Reibungsanteil vernachlässigbar klein ist und eine Haftscherfestigkeit lediglich im ersten Zyklus vorhanden ist, erfolgten die Berechnungen in dieser Arbeit ohne Ansatz einer Kohäsion.

2. Erweiterte Bruchbedingungen nach Mann [Kön88]

In den zuvor formulierten Bruchbedingungen wurde davon ausgegangen, dass in den Stoßfugen keine Normal- und Schubspannungen übertragen werden können, weil die Stoßfugenqualität meist weit unter der der Lagerfugen liegt und weil nur geringe Druckspannungen in Horizontalrichtung auftreten. Dieser Bemessungsansatz für Mauerwerk liegt in vielen Fällen weit auf der sicheren Seite. Deshalb formulierte Mann später erweiterte Bruchbedingungen, in denen eine mögliche Kraftübertragung in den Stoßfugen berücksichtigt wird. Es ergeben sich hierfür folgende Grenzscherbanspannungen τ_{krit} :

I. Versagensart: Gleiten in der Lagerfuge

$$|\tau_{krit1}| \leq \underbrace{\frac{c - \mu_R \cdot \sigma_z}{1 + \mu_R \cdot \nu}}_{\text{Lagerfugenanteil}} + \underbrace{\frac{\mu_R \cdot \nu \cdot (c_{SF} - \mu_{SF} \cdot \sigma_x)}{1 + \mu_R \cdot \nu}}_{\text{Stoßfugenanteil}} \quad \text{mit } \nu = \frac{2 \cdot \Delta x}{\Delta y} \approx 1$$

Der Faktor $\frac{1}{1 + \mu_R \cdot \nu}$ berücksichtigt die kleinere Spannung σ_z in der Lagerfuge.

Ist die Rotation der Steine so groß, dass die Stoßfuge aufreißt, so muss die Kohäsion $c_{SF} = 0$ gesetzt werden. In diesem Fall werden in den Vertikalfugen nur Reibungskräfte übertragen.

II. Versagensart: Steinversagen durch Zugbeanspruchung (Steinzerreißen)

$$|\tau_{krit2}| = \underbrace{\frac{c_{SF} - \mu_{SF} \cdot \sigma_x}{2}}_{\text{Stoßfuge}} + \underbrace{\frac{\beta_z}{2,3} \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_z + \sigma_x}{\beta_z} + \frac{\sigma_z \cdot \sigma_x}{\beta_z^2}}}_{\text{Stoßfuge+Lagerfuge}}$$

III. Versagensart: Versagen des Mauerwerks auf zweiachsigen Druck (Abschätzung nach Dialer [Dia90])

$$|\tau_{krit3}| = c_{SF} + \frac{\beta_{D,MW,z}}{\nu} + \sigma_z \cdot \left(\frac{1}{\nu} - \mu_{SF} \cdot \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \right) \quad \text{mit } \nu = \frac{2 \cdot \Delta x}{\Delta y} \approx 1$$

Die Gleichung gilt als Abschätzung, da bisher noch keine ausreichende Anzahl von Versuchen zu dieser Versagensart durchgeführt worden ist.

Für ein Beispiel mit untenstehenden Eingangswerten sind die drei Versagensarten jeweils als dreidimensionale Funktion in den **Abb.2.81**, **Abb.2.82** und **Abb.2.83** dargestellt.

$$\begin{array}{llll} c = 0,10 \text{ MN/m}^2 & c_{SF} = 0,075 \text{ MN/m}^2 & \mu_R = 0,67 & \mu_{SF} = 0,67 \\ \nu = 1,0 & \beta_z = 8 \cdot 0,03 = 0,24 \text{ N/mm}^2 & \beta_{D,MW,z} = 1,0 \text{ N/mm}^2 & \end{array}$$

Es ergeben sich für die Grenzschubspannungen somit folgende Funktionen:

- Versagensart 1: $\tau_{krit1} = -0,40 \cdot \sigma_z - 0,269 \cdot \sigma_x + 0,09$
- Versagensart 2: $\tau_{krit2} = 0,0375 - 0,33 \cdot \sigma_x + 0,104 \cdot \sqrt{1 - 4,17 \sigma_z - 4,17 \cdot \sigma_x + 17,36 \cdot \sigma_z \cdot \sigma_x}$
- Versagensart 3: $\tau_{krit3} = 1,075 + \sigma_z - 0,67 \cdot \sigma_x$

(Druckspannungen negativ einsetzen!)

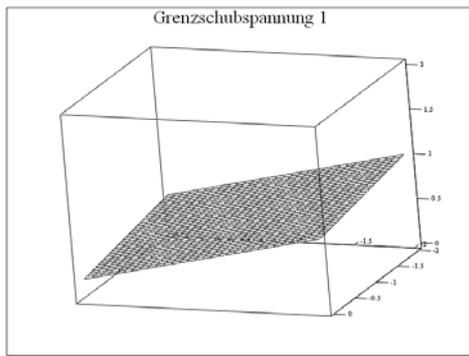
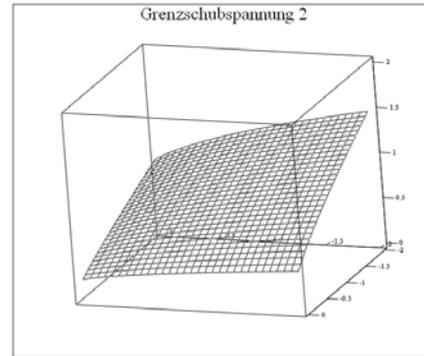
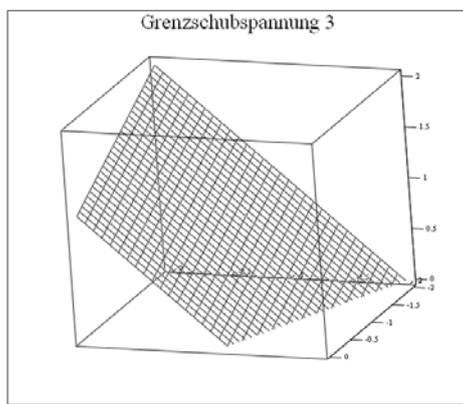
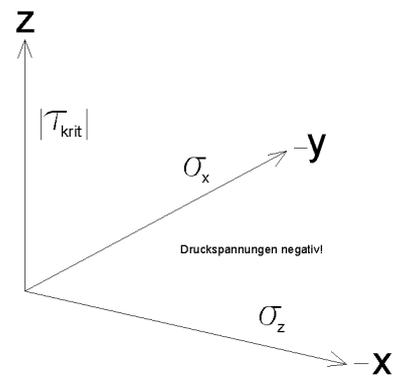
Abb.2.81 – Grenzscherbspannung τ_{krit1} Abb.2.82 - Grenzscherbspannung τ_{krit2} Abb.2.83 – Grenzscherbspannung τ_{krit3} 

Abb.2.84 - Koordinatensystem

Die Schnittlinien der drei Flächen mit der z-x-Ebene ($\sigma_x = 0$) ergeben qualitativ den gleichen Kurvenverlauf wie in **Abb.2.80**. Die Räume unterhalb der Flächen stellen dabei die Bereiche der zulässigen Schubspannungen dar. Aus dem leichten Anstieg der drei Flächen in Richtung der negativen y-Achse erkennt man den günstigen Einfluss der Druckspannungen in den Stoßfugen. Können also Druck- und Schubspannungen in den Stoßfugen übertragen werden (Erweiterte Bruchbedingungen nach Mann), so erhöht sich die Tragfähigkeit von Mauerwerk unter kombinierter Lasteinwirkung von Normal- und Schubkräften. Die Grenzscherbspannung für das Bruchkriterium 2 (Steinzerreißen) erhöht sich bei großen Druckspannungen in den Stoßfugen am stärksten. Aus diesem Grund wird für mittlere Normalspannungen in der Lagerfuge zunehmend das Bruchkriterium 1 (Gleiten in der Lagerfuge) maßgebend.

Besonders beim Schubnachweis der Ausfachungsecken ausgefachter Rahmen ist der Ansatz der Erweiterten Bruchbedingungen nach Mann bedeutsam, da hier infolge der Behinderung der Querdehnungen hohe Normalspannungen in den Stoßfugen auftreten, die die Schubtragfähigkeit des Mauerwerks beträchtlich erhöhen. Voraussetzung für den Ansatz der Erweiterten Bruchbedingungen nach Mann ist allerdings die Vermörtelung der Stoßfugen.

3. Bruchbedingungen nach Ganz/Thürlimann [Schm01]

Ganz/Thürlimann formulierten auf der Grundlage der Plastizitätstheorie Bruchbedingungen für Mauerwerk unter der Annahme von starr-plastischem Materialverhalten. Sie unterscheiden dabei bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, mit und ohne Zugversagen. Die angenommenen Bruchflächen sind dreidimensional (**Abb.2.85** aus [Gan85]). Die Gleichungen für die 5 auftretenden Versagensarten bei unbewehrtem Mauerwerk (ohne Zugfestigkeit) lauten:

I. Versagensart: Steinversagen durch Zugbeanspruchung (Steinzerreißen)

$$\tau_{zx}^2 \leq \sigma_z \cdot \sigma_x$$

II. Versagensart: Versagen des gesamten Steins auf Druck

$$\tau_{zx}^2 \leq (\sigma_z + \beta_{D,MW,z}) \cdot (\sigma_x + \beta_{D,MW,x})$$

III. Versagensart: Versagen der zweiachsig beanspruchten Querschnittsteile des Steins auf Druck

$$\tau_{zx}^2 \leq -\sigma_z \cdot (\sigma_z + \beta_{D,MW,z})$$

IV. a) Versagensart: Gleiten in der Lagerfuge

$$\tau_{zx}^2 \leq (c - \sigma_z \cdot \tan \varphi)^2 \quad (\text{keine Zugspannungen möglich!})$$

IV. b) Trennbruch in Lagerfuge (Zugversagen)

$$\tau_{zx}^2 \leq -\sigma_x \cdot [\sigma_x + 2 \cdot c \cdot \tan(\pi/4 + \varphi/2)]$$

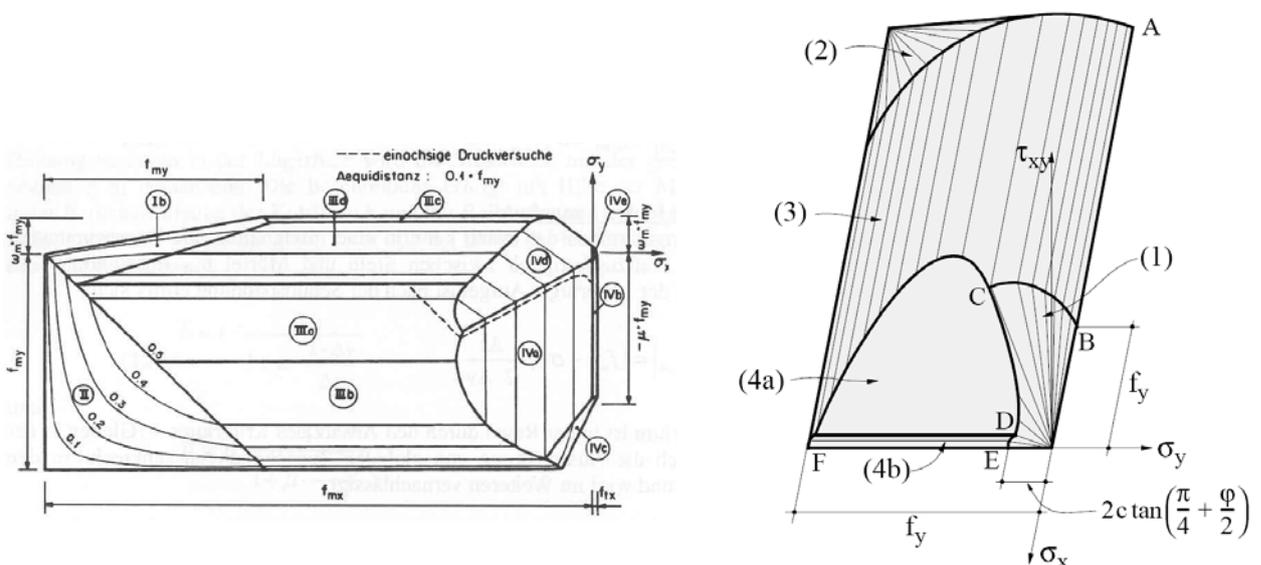


Abb.2.85 – Bruchflächen nach Modell Ganz/Thürlimann (Bildquelle: [Gan85])

2.5.3 Nachweise im Mauerwerksbau

a) Nachweise

In **Abb.2.86** und **Abb.2.87** sind die für Mauerwerkswände zu führenden Nachweise getrennt für Beanspruchungen in Wandebene und senkrecht dazu aufgeführt. Im Anhang A2 sind zusätzlich die Gleichungen der zulässigen Festigkeiten nach DIN 1053-1 [DIN1053-1], DIN 1053-100 [DIN1053-100] und EN1996-1-1:2005 [DINEN1996] vergleichend gegenübergestellt. Für einen ausführlichen Vergleich der drei Normen wird auf [Jäg07] verwiesen. Abschließend erfolgt in einer Nebenbetrachtung unter b) eine Gegenüberstellung der Ansätze der Spannungsverteilung beim Druckspannungsnachweis nach DIN 1053-100 bzw. EC 6 (Spannungsblock) und nach DIN 1053-1 (lineare Verteilung).

Beanspruchung in Wandebene (Scheibe)

NACHWEISE

Tragwirkung und Versagensarten					
<u>Druckfestigkeit</u> <small>(zentrisch + exzentrisch, inkl. Knicken)</small>	<u>Zugfestigkeit</u>	<u>Schubfestigkeit</u>	<u>Teilflächenpressung</u>	<u>Randdehnung</u>	<u>Bei dünnen Wänden</u>
bei Beanspruchung durch vertikale Längskräfte und/oder Biegemomente unter Ausschluss von Zugspannungen	bei Beanspruchung durch horizontale Längskräfte mit Ausmitte	bei Beanspruchung durch horizont. Lasten (Scheibenschub)	bei Beanspruchung durch konzentrierte Einzellasten	bei Beanspruchung durch Windmomente und nur bei klaff. Fuge erford. (auf Zugseite)	bei Nichteinhaltung geometr. Grenzwerte kann entfallen bei Einhaltung einer Grenzschlankheit
Nachweis am Kopf/Fuß (planmäßige Ausmitte) und Wandmitte (=Knicken: planmäßige+ungewollte Ausmitte+Kriechausmitte)	nur ansetzbar parallel zur Lagerfuge in Wandrichtung (außer EC6)	kann entfallen, wenn Bauwerk ausreichend räumlich ausgesteift ist (Nachweis)			

Abb.2.86 – Übersicht der Nachweise für Mauerwerk bei Beanspruchung in Wandebene

Beanspruchung senkrecht zur Wandebene (Platte)

NACHWEISE

Tragwirkung und Versagensarten			
<u>Zugfestigkeit</u>	<u>Schubfestigkeit</u>	<u>Teilflächenpressung</u>	<u>Bei dünnen Wänden</u>
bei Beanspruchung durch Plattenbiegemomente	bei Beanspruchung durch horizont. Lasten (Plattenschub)	bei Beanspruchung durch konzentrierte Einzellasten	bei Nichteinhaltung geometr. Grenzwerte kann entfallen bei Einhaltung einer Grenzschlankheit
nur ansetzbar parallel zur Lagerfuge in Wandrichtung (außer EC6)			
Biegemomente um Wandachslängsrichtung (bzw. Lagerfugen) schon beim Druckfestigkeitsnachweis für Scheibe berücksichtigt			

Abb.2.87 - Übersicht der Nachweise für Mauerwerk bei Beanspruchung senkrecht zur Wandebene

Die Bruchbedingungen nach Mann/Müller (siehe Abschn. 2.5.2b1) bilden die Grundlage für die Ermittlung der zulässigen Schubspannungen in Mauerwerkswänden nach DIN 1053-1, DIN 1053-100 und EN1996-1-1:2005. Bei der Anwendung von Ersatzstabmodellen ist durch das zuvor in Abschn. 2.5.1 beschriebene einfache Vorgehen die Bestimmung der vorhandenen Schubspannungen in Mauerwerksausfachungen möglich.

Auf dieser Grundlage kann in einem nächsten Schritt der Nachweis bzw. die Bemessung der Ausfachungswände erfolgen. Zu diesem Zweck wurde im Rahmen dieser Arbeit ein VBA-Excelprogramm erstellt, das neben der Nachweisführung für die Ausfachung auch die Berechnung der Ersatzstabbreiten nach verschiedenen Ersatzstabmodellen (siehe Abschn. 2.2.3) ermöglicht. Mit Hilfe dieses Programms wurden in den Abschn. 2.7 und 2.8 Untersuchungen zur Tragfähigkeit ausgefachter Rahmen durchgeführt.

b) Vergleich der Ansätze der Spannungsverteilung beim Druckspannungsnachweis nach DIN 1053-1 und DIN 1053-100

Um die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk bei Bruchebene parallel zu den Lagerfugen zu ermitteln, existieren verschiedene Ansätze für den Spannungsverlauf der Druckspannungen im Querschnitt. Während Pauley/Priestley [Pau91] einen rechteckigen Spannungsblock ansetzen (Berücksichtigung in DIN1053-100 [DIN1053-100]), wird in der Vorgängernorm DIN1053-1 [DIN1053-1] von einem linearen Spannungsverlauf ausgegangen. Das Spannungsblochmodell besitzt den Vorteil, dass hier Tragreserven infolge nichtlinearen Verhaltens berücksichtigt werden. Außerdem vereinfacht sich die Berechnung, da die Unterscheidung zwischen gerissenem und ungerissenem Querschnitt entfällt [Jäg07]. Beiden Ansätzen ist gemein, dass Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge ausgeschlossen werden, im Gegensatz zu Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge.

Im Folgenden wird untersucht, inwieweit sich beide Ansätze im Endergebnis unterscheiden. Dazu soll das maximal aufnehmbare Biegemoment einer senkrecht zur ihrer Ebene beanspruchten Mauerwerkswand in Abhängigkeit der vorhandenen Normalkraft bestimmt werden. Pauley/Priestley vereinfachen den parabolischen Verlauf der Spannung im Versagenszustand zu einem rechteckigen Spannungsbloch (**Abb.2.88** aus [Gas06]). Die Wand würde umkippen, wenn die Resultierende außerhalb des Querschnitts stehen würde. Dieser Fall wird aber nie eintreten, da die Druckfestigkeit f des Mauerwerks schon vorher überschritten wird.

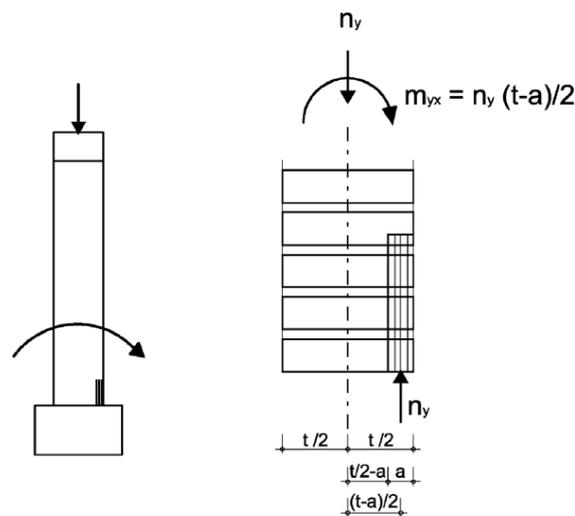


Abb.2.88 – Rechteckiger Spannungsbloch nach Pauley/Priestley (Bildquelle: [Gas06])

Die kleinste Druckzonentiefe a ergibt sich zu:

$$a = \frac{N}{0,85 \cdot f} \quad (\text{mit } f = \text{zulässige Druckfestigkeit})$$

Das maximal aufnehmbare Biegemoment beträgt:
$$M = \frac{N \cdot (t - a)}{2}$$

Den Ausdruck für a in die zweite Gleichung eingesetzt ergibt:

$$M = 0,5 \cdot N \cdot t - \frac{N^2}{1,7 \cdot f \cdot b}$$

In der mittlerweile nicht mehr gültigen Mauerwerksnorm DIN1053-1 [DIN1053-1] wurde von einem linearen Spannungsverlauf im Querschnitt ausgegangen (**Abb.2** aus [DIN1053-1]). Bei Nachweisen im Bruchzustand darf der Rechteckquerschnitt über die Wandmitte hinaus aufreißen. Die Begrenzung der klaffenden Fuge ($e < d/3$) erfolgt hier durch die Beschränkung der Druckspannung. Beim Auftreten einer klaffenden Fuge ($e > d/6$) ergibt sich die Randspannung σ_R zu:

$$\sigma_R = \frac{N}{b \cdot t} \cdot \frac{4}{3 - m}$$

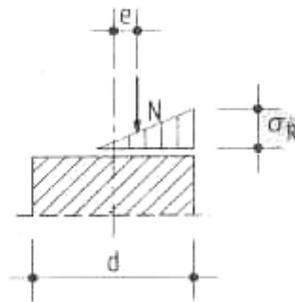


Abb.2.89 – Linearer Spannungsverlauf im Querschnitt
(Bildquelle: [DIN1053-1])

Mit $\sigma_R = f$ und $m = 6 \cdot e/t$ und $e = M/N$ ergibt sich: $f = \frac{N}{b \cdot t} \cdot \frac{4}{3 - 6 \cdot \frac{M}{N \cdot t}}$

Nach M umgestellt führt zu: $M = 0,5 \cdot N \cdot t - \frac{N^2}{1,5 \cdot f \cdot b}$

Vergleicht man beide Gleichungen für das aufnehmbare Biegemoment, so ist lediglich ein Unterschied beim Faktor im Nenner des zweiten Summanden festzustellen. Der Ansatz nach DIN1053-100 erlaubt demnach minimal höhere Biegemomente.

Abb.2 zeigt das maximal aufnehmbare Biegemoment (nach Pauley/Priestley bzw. DIN1053-100 [DIN1053-100]) einer Wand in Abhängigkeit der Normalkraft N und der Mauerwerksdruckfestigkeit f für eine Wanddicke von $d = 30$ cm (Voraussetzung: $t > a$). Man erkennt, dass mit zunehmender Normalkraft das aufnehmbare Biegemoment größer wird. Nur bei geringen Druckfestigkeiten des Mauerwerks kommt es nach Erreichen eines Maximalwertes zu einem Abfall. Der Grund dafür liegt im raschen Anwachsen der Spannungsbreite a (**Abb.2** bei kleinen Druckfestigkeiten f. Damit verringert sich die Größe des möglichen Hebelarms $(t-a) / 2$, über den ein Biegemoment aufgenommen werden kann, sehr schnell.

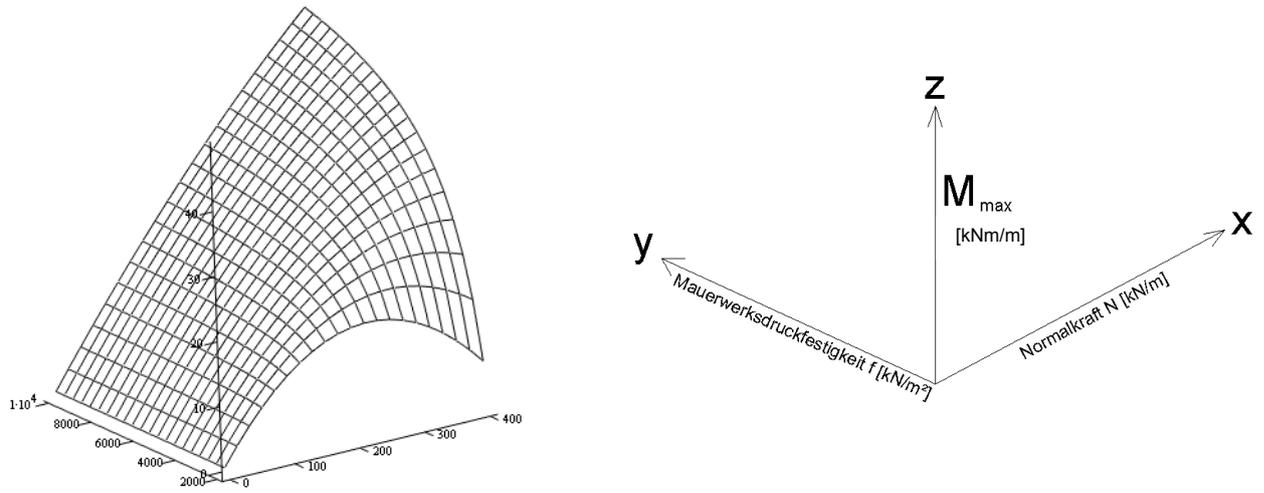


Abb.2.9 – Maximal aufnehmbares Biegemoment einer Mauerwerkswand

2.6 Grundlagen Bemessung Rahmen

2.6.1 Bemessung des Rahmens

a) Versagensarten

Neben den zuvor beschriebenen Versagensarten von Mauerwerksausfachungen sind ebenso Schäden am Rahmentragwerk möglich. Es besteht hier sogar die Gefahr eines kompletten Gebäudeeinsturzes, da die Rahmen i.d.R. das Haupttragwerk bilden. Ein Versagen kann eintreten, wenn die Rahmenstützen „schwächer“ als das Mauerwerk ausgeführt sind [Bac02a]. Hauptversagensarten für Stützen sind Abscheren (**Abb.2.91**) oder bei ausreichender Schubfestigkeit der Stiele ein Stützenmechanismus (**Abb.2.92**). Eine Übersicht der Versagensarten ist in **Abb.2.94** dargestellt. Die dort gezeigten Schadensbilder zeigen lediglich Beispiele geschädigter Stahlbetonrahmen, da bei Stahlrahmen in den meisten Fällen die ungenügend ausgeführten Anschlüsse zwischen Riegel und Stiel vorzeitig versagen. Zur Verhinderung eines Einsturzes müssen die Stützen „stärker“ ausgebildet werden als die Mauerwerkswände. Die Steifigkeiten beider Tragwerksteile sollten dementsprechend aufeinander abgestimmt sein. Zusätzlich ist bei der Bemessung der Rahmen zu berücksichtigen, dass die Druckkraft der Ersatzdiagonale über Kontaktflächen außermittig neben dem Rahmenknoten in die Rahmenstütze und den Rahmenriegel eingeleitet wird. Aus diesem Grund kommt es hier zu erhöhten Beanspruchungen, die für die Rahmenbemessung in den meisten Fällen maßgebend sind.

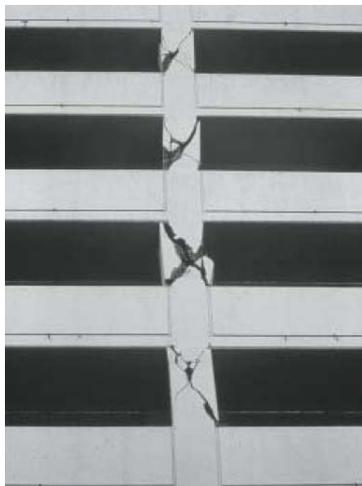


Abb.2.91 – Schubrisse in kurzer Stütze (Bildquelle: [Bac02a])



Abb.2.92 – Stützenmechanismus im Erdgeschoss (Bildquelle: Djillali Benour, University of Bab Ezzour, Algeria)

b) Schnittgrößenermittlung und Bemessung

Die Schnittgrößen im die Ausfachung umschließenden Rahmen infolge Horizontallast setzen sich aus zwei Anteilen zusammen. Den ersten Anteil bilden die Schnittkräfte des Gesamtsystems, bei dem die Ausfachung mit Hilfe gelenkig angeschlossener diagonaler Ersatzstäbe modelliert werden kann (siehe Abschn. 2.2.3). Typische Schnittkraftverläufe für N, V und M sind in **Abb.2.93** dargestellt. Laut Davies [Dav79] kann die Konstruktion bei

wenigen Geschossen aufgrund nur geringer Abweichungen vereinfacht auch ohne biegesteife Rahmenecken als echtes Fachwerk modelliert werden. Pubal [Pub88] bestätigt dies in seinen Untersuchungen.

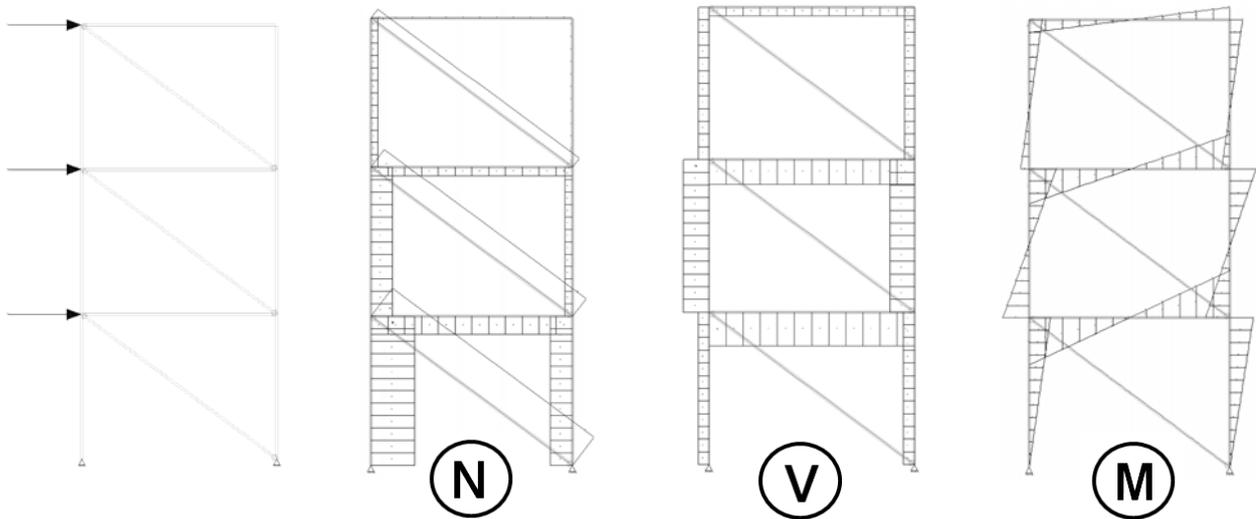


Abb.2.93 – Schnittgrößenverläufe eines ausgefachten Rahmens unter geschossweisen horizontalen Einzellasten

Versagensarten des Rahmens (Variante Stahlbetonrahmen)

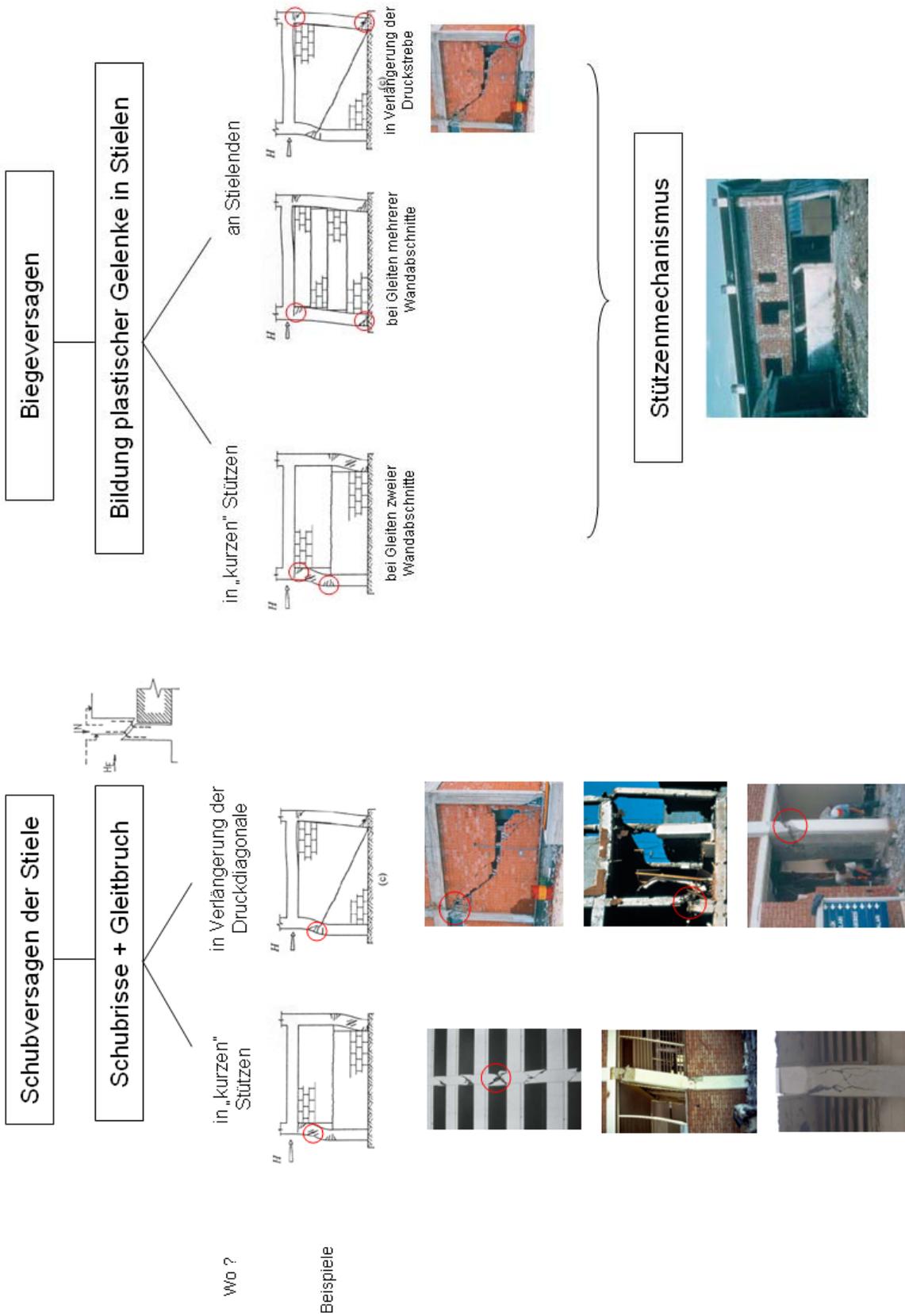


Abb.2.94 – Versagensarten des Rahmens

Bildquellen:

Hugo Bachmann: „Erdbeibergerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden“,
 Miha Tomazevic: „Earthquake-resistant design of masonry buildings“, Exponent - Engineering and Scientific Consulting (www.exponent.com)

Der zweite Anteil sind örtlichen Schnittgrößen. Diese werden durch die Druckkraft im diagonalen Ersatzstab, der sich außermittig gegen den Rahmen abstützt, im Bereich der Rahmenecken hervorgerufen. Vereinfacht kann man die Druckstrebe als zwei Teilstäbe mit gleichem Querschnitt modellieren. Die Teilstäbe schließen jeweils im Schwerpunkt der Kontaktfläche an den Rahmen an (**Abb.2.95**).

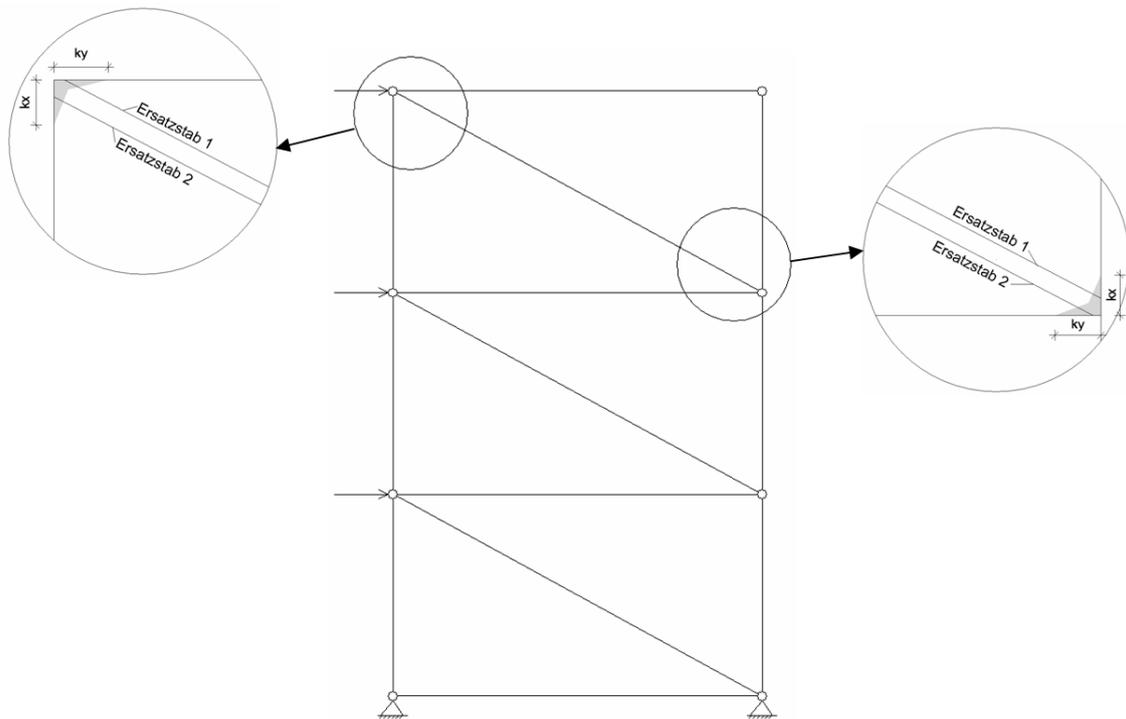


Abb.2.95 – Aufteilung der Druckstrebe in zwei Teilstäbe

In beiden wirkt die Hälfte der zuvor am Gesamtsystem ermittelten Druckkraft im Ersatzstab. Die Kontaktlängen können entsprechend Abschn.2.2.3 nach verschiedenen Ansätzen ermittelt werden. Entlang der Kontaktlängen bildet sich eine parabelförmige Spannungsverteilung aus. Aufgrund vernachlässigbar kleiner Abweichungen wird in den hier

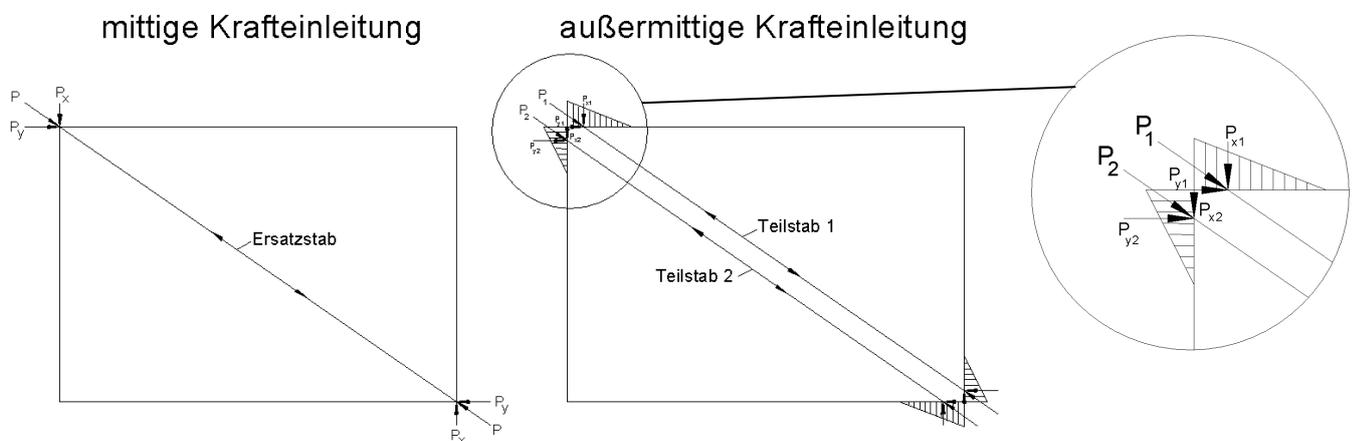


Abb.2.96 – Aufteilung der Kraft im Ersatzstab auf Rahmen bei mittiger/außermittiger Krafteinleitung

durchgeführten Untersuchungen vereinfacht eine dreieckförmige Spannungsverteilung angenommen.

Abb.2.96 zeigt vergleichend die Aufteilung der im Ersatzstab wirkenden Längskraft auf die Rahmenstäbe bei Nichtberücksichtigung bzw. Berücksichtigung eines außermittigen Lastangriffs. Das für ausgefachte Stahlrahmen geeignete Modell nach Dawe/Seah wird im Folgenden für die Ermittlung der Lage des Angriffspunktes der Diagonaldruckkraft am Rahmenriegel und -stiel verwendet.

Zur Untersuchung des Einflusses des außermittigen Anschlusses beider (Teil-) Ersatzstäbe auf die Schnittgrößenverläufe im Rahmen wurden im Folgenden zwei Berechnungen für einen dreigeschossigen ausgefachten Rahmen durchgeführt, einmal für ein Modell mit mittig angeschlossenem Ersatzstab (ohne Berücksichtigung der Ausmitte) und einmal für ein diskretes FE-Modell (mit Berücksichtigung der Ausmitte). Die Ergebnisse beider Modelle für N, V und M wurden anschließend miteinander verglichen.

Normalkraft N

Beim Normalkraftverlauf im Rahmen existieren außerhalb der Eckbereiche vernachlässigbar kleine Unterschiede zwischen beiden Modellen. Innerhalb der Kontaktzone zwischen Druckdiagonale und Rahmen treten bei Berücksichtigung der Ausmitte Zusatzbeanspruchungen in Form von Druckkräften auf, die für die Riegel und Stiele jeweils der Horizontal- bzw. Vertikalkomponente der halben Längskraft im Ersatzstab entsprechen. Im Riegel bewirkt die zusätzliche Druckkraft eine Verminderung der vorhandenen Zugkraft. Nur im obersten Rahmenriegel resultiert aus der Überlagerung beider Anteile letztendlich eine Druckkraft. Im Rahmenstiel tritt im Eckbereich infolge der Vertikalkomponente des (halben) Ersatzstabes eine zusätzliche Druckkraft auf, die die vorhandene Zugkräfte in den der Lastseite zugewandten Stielen reduziert und die vorhandenen Druckkräfte in den der Lastseite abgewandten Stiele vergrößert.

Querkraft V

Wie bei der Normalkraft existieren beim Querkraftverlauf außerhalb der Eckbereiche nur geringe Unterschiede zwischen beiden Modellen. Die Querkräfte sind dort aufgrund ihrer geringen Beträge für die Bemessung nicht von Bedeutung.

In den Kontaktzonen ist der erste Schnittkraftanteil, der aus dem Gesamtmodell resultiert (Modellierung mit mittig angeschlossenem Ersatzstab), im Vergleich zum zweiten Schnittkraftanteil (örtliche Beanspruchungen) so klein, dass dieser ebenfalls vernachlässigt werden kann. Maßgebend sind hier allein die Querkräfte aus den örtlichen Zusatzbeanspruchungen infolge Ausmitte. Sie entsprechen näherungsweise der Horizontal- bzw. Vertikalkomponente der Längskraft im Ersatzstab, der sich entlang einer bestimmten Kontaktlänge gegen Stiel und Riegel abstützt. Zum gleichen Ergebnis kommt Davies, der in den Stützen eine Scherkraft ansetzt, die „gleich dem größeren Wert der Horizontalkomponente der Scherkraft in den angrenzenden Ausfachungen“ [Dav79] ist.

Biegemoment M

Im Gegensatz zu Normalkraft und Querkraft treten beim Momentenverlauf beim Vergleich beider Modelle erkennbare Unterschiede auf. Während **Abb.2.97** für das Ersatzstabmodell ohne Berücksichtigung der Ausmitte einen mit einer reinen Rahmenkonstruktion vergleichbaren Momentenverlauf mit Nullstellen ungefähr in Stabmitte aufweist, sind beim Modell mit Berücksichtigung der Ausmitte kleinere Momentengradienten zu erkennen (**Abb.2.100**). Der Vorzeichenwechsel erfolgt erst im Bereich der Rahmenecken. Dort steigt die Momentenbeanspruchung dann jedoch sprunghaft an.

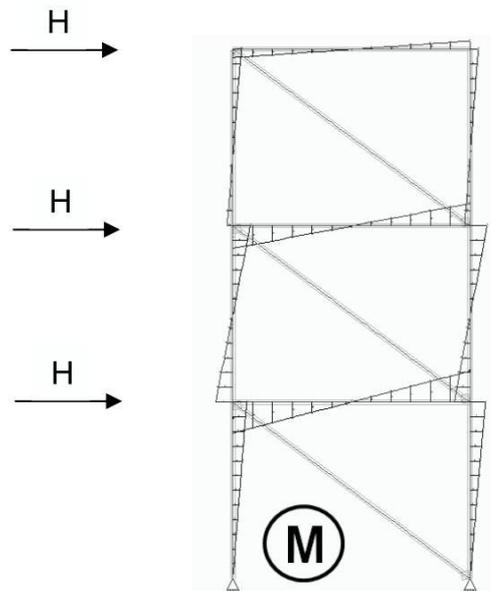
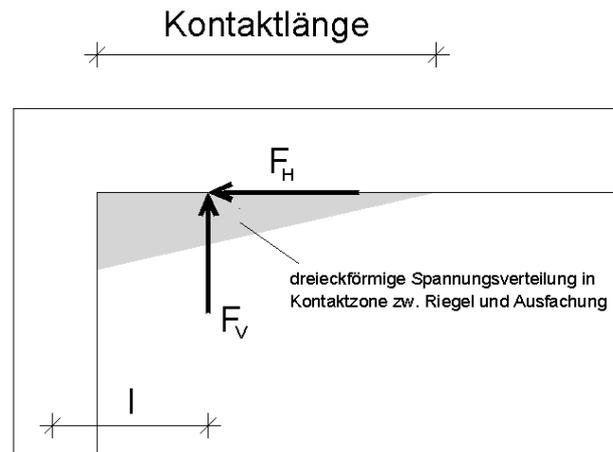


Abb.2.97 - Gesamtschnittkräfte ohne Berücksichtigung örtlicher Zusatzbeanspruchungen

In den Eckbereichen setzt sich die Größe des Biegemoments aus einem am Gesamtsystem ermittelten Anteil M_1 und einem betragsmäßig größeren Anteil M_2 infolge der außermittig (bezogen auf die Rahmenecke) wirkenden Längskraft im Ersatzstab zusammen. Beide besitzen gleiche Vorzeichen. M_2 berechnet sich aus dem Produkt der Horizontal- bzw. Vertikalkomponente (Stiel bzw. Riegel) und dem Hebelarm l .

$$M = M_1 + M_2 \quad \text{mit} \quad M_2 = (F_V \text{ bzw. } F_H) \cdot l$$

Der Hebelarm l entspricht dem Abstand der Resultierenden der jeweiligen Komponente in der Kontaktzone zur Rahmenecke. **Abb.2.98** zeigt dies beispielhaft für das Zusatzmoment im Rahmenriegel infolge F_V .

Abb.2.98 – Länge des Hebelarms von F_V bezogen auf die Rahmenecke

Außerhalb der Eckbereiche schlägt Davies [Dav79] den vereinfachten Ansatz eines konstanten Moments von $M = H \cdot h / 20$ vor (**Abb.2.9**). Dieser Wert liegt auf der sicheren Seite.

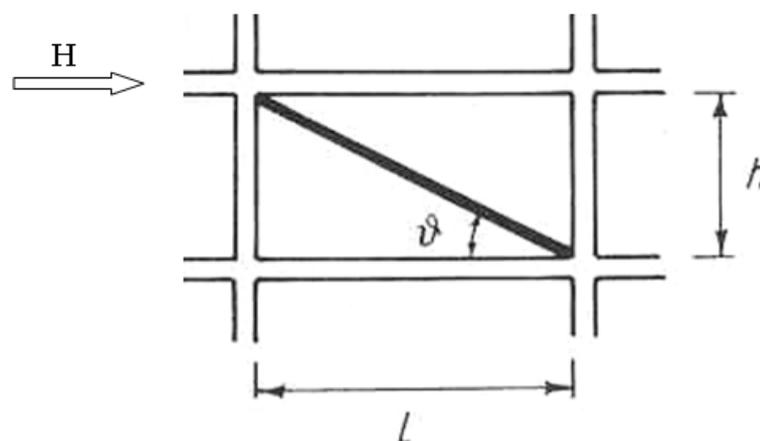


Abb.2.99 – Ansatz für Biegemoment nach Davies (Bildquelle: [Dav79])

Abb.2.10 zeigt die überlagerten Schnittgrößenverläufe für N , V und M infolge Horizontallasten am diskreten FE-Modell (mit Berücksichtigung der Ausmitte). Die erhöhten Beanspruchungen im Bereich der Rahmenecken durch Querkraft und Biegemoment sind deutlich erkennbar. Der Zuwachs der Beanspruchung durch die Diagonaldruckkraft ist bei der Querkraft am größten.

Die Untersuchungen in diesem Abschnitt haben gezeigt, dass auch die örtlichen Zusatzbeanspruchungen im Eckbereich des Rahmens mit Hilfe des Ersatzstabmodells (zwei Teilstäbe) und mit Kenntnis der Länge der Kontaktbereiche vereinfacht ermittelt werden können. Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte für die Bemessung der Rahmen die Bestimmung dieser Zusatzschnittkräfte mit Hilfe eines VBA-Excelprogramms.

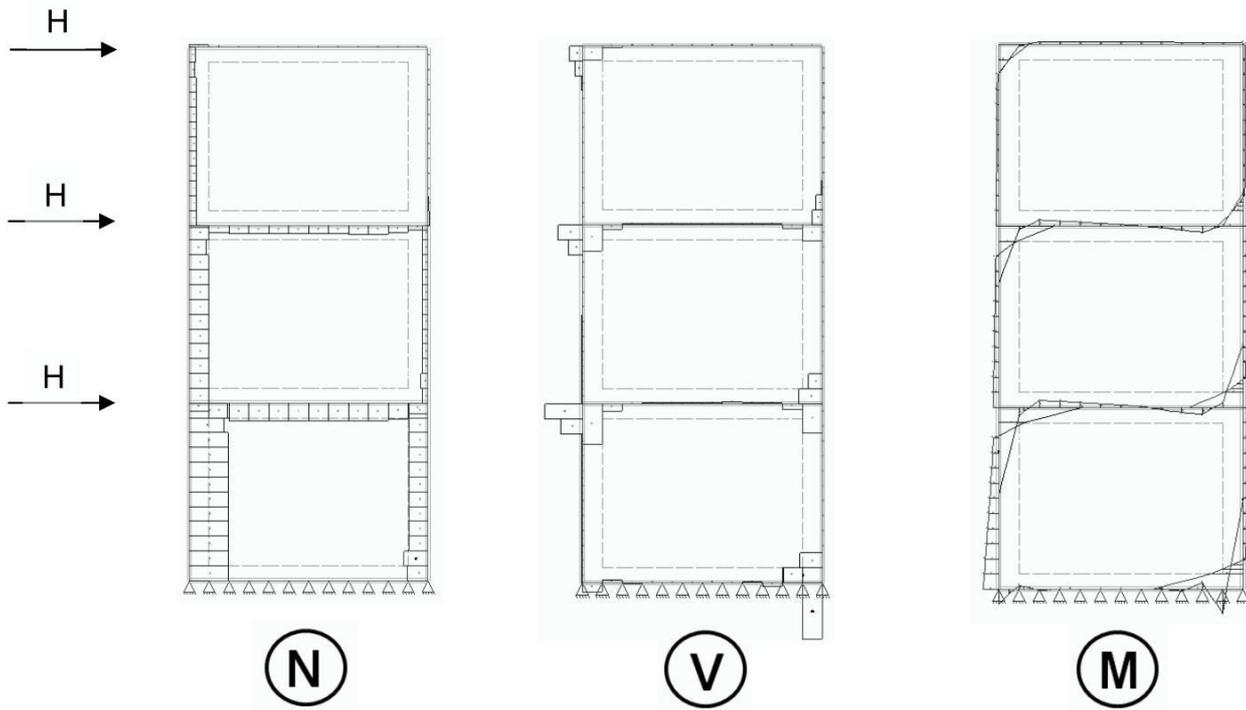


Abb.2.100 - Gesamtschnittkräfte mit Berücksichtigung örtlicher Zusatzbeanspruchungen

Im Abschn.2.7 erfolgt für ein Beispiel die Bemessung der Stahlrahmenecken nach DIN18800(11.90) für beide Schnittkraftanteile. Anhand der Ergebnisse werden dort Empfehlungen für Mindestprofilgrößen in Erdbebengebieten gegeben, die ein Versagen des Rahmens zeitlich vor der Ausfachung verhindern sollen.

2.7 Nachweis Modellgebäude – Empfehlungen

2.7.1 Einleitung

Die in den beiden vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Grundlagen zur Bemessung der ausfachenden Mauerwerkswände und der sie umschließenden Rahmen ermöglichen nun die Führung der erforderlichen Tragfähigkeitsnachweise für ausgefachte Rahmen. Im Folgenden soll der Tragfähigkeitsnachweis anhand eines Modellgebäudes, das durch Rahmen und ausgefachte Rahmen ausgesteift ist, unter Variation verschiedener Parameter erfolgen. Die untersuchten Parameter beschränken sich auf folgende Einflussgrößen. Neben der Geschoszahl wurden die Dicke der Ausfachung, die Steifigkeitsklasse und die Mörtelgruppe variiert. Alle Untersuchungen wurden jeweils für die stärkste Erdbebenzone in Deutschland und im Iran geführt. Anhand der gewonnenen Ergebnisse sollen für beide Länder Empfehlungen und Mindestanforderungen für Ausfachungen als alleinige Aussteifungselemente ausgesprochen werden.

In der Regel ist die Ausfachung das schwächere Element. In wenigen Fällen (z.B. Kombination schwacher Stützen mit steifem Mauerwerk) kann es jedoch auch zum vorzeitigen Versagen des Rahmens kommen. Der Einsturz des gesamten Tragwerks ist eine mögliche Folge. Um dies zu verhindern, sollen ebenfalls Empfehlungen zu Mindestprofilgrößen für Rahmenriegel und –stiele in Abhängigkeit von Erdbebenzone und Geschoszahl gegeben werden.

Die in diesem Abschnitt durchgeführten Untersuchungen beziehen sich zwar lediglich auf ein einzelnes Modellgebäude, die Ergebnisse und daraus ableitbare Tendenzen lassen sich jedoch auch auf andere Gebäude übertragen.

Genauere Angaben zu Geometrie, Materialien und Lastannahmen für das Modellgebäude sowie zu allen Parameteruntersuchungen sind Anhang A3 zu entnehmen. Die Nachweisführung für die Ausfachungen und die ausgefachten Rahmen erfolgte im Erdgeschoss mit Hilfe eines im Rahmen dieser Arbeit erstellten VBA-Excelprogramms (Programmcode im Anhang A5, Teil A). Alle Berechnungen erfolgten unter dem Ansatz vermörtelter Stoßfugen, was die Anwendung der Erweiterten Bruchbedingungen nach Mann [Kön88] zulässt und vor allem in den Eckbereichen eine erhöhte Schubfestigkeit zur Folge hat.

2.7.2 Empfehlungen für Ausfachungen

a) Parameter: Geschoszahl

Die Anzahl der Geschosse wurde zwischen 1 und 5 variiert. In der stärksten Erdbebenzone Deutschlands kann die Ausfachung im Erdgeschoss nur bei dreigeschossigen Bauten nachgewiesen werden. Aufgrund kleiner Reserven bei Wanddicke, Steifigkeitsklasse und Mörtelgruppe wären jedoch auch viergeschossige Bauten in der Praxis möglich. Wegen

der im Vergleich zu Deutschland dreifachen Horizontalbeschleunigung sind die Anforderungen im Iran ungleich höher. Hier kann das Modellgebäude nur bis maximal zwei Geschosse allein durch ausgefachte Rahmen ausgesteift werden. Höhere Gebäude sollten durch andere Systeme wie z.B. Stahlbetonwandscheiben stabilisiert werden. Als Näherung für die maximale Geschoszahl von allein durch ausgefachte Stahlrahmen ausgesteiften Bauwerken gilt:

$$n = 5 - \frac{a}{g} \cdot 10 \quad (\text{Ergebnis abrunden})$$

mit n – maximale Geschoszahl
 a - Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung [m/s²]
 g - Erdbeschleunigung [9,81 m/s²]

Aufgrund dieser Ergebnisse erfolgen die nachfolgenden Parameteruntersuchungen für viergeschossige (Deutschland) und für zwei- bzw. eingeschossige Bauten (Iran).

b) Parameter: Dicke der Ausfachung

Ab Wanddicken von 24 cm kann für die stärksten Erdbebengebiete in Deutschland der Schubnachweis für die Ausfachungen erbracht werden (bis 4 Geschosse). Im Iran wäre diese Wandstärke nur für das eingeschossige Modellgebäude zulässig. Bei Bauten mit zwei Geschossen sollte die Wanddicke mindestens 30 cm betragen. Diese Minimalwerte werden in den weiteren Betrachtungen angesetzt. Anzumerken ist, dass die hier geführten Schubspannungsnachweise für das Mauerwerk in den Eckbereichen nur bei Ansatz der vorhandenen Normalspannungen in der Stoßfuge (Erweiterte Bruchbedingungen nach Mann) erbracht werden können. Dies setzt die Vermörtelung der Stoßfugen voraus.

c) Parameter: Steinfestigkeitsklasse / Mörtelgruppe

Zur Erfüllung des Schubspannungsnachweises sind relativ hohe Steinfestigkeitsklassen erforderlich. Diese müssen jedoch auch mit einer sinnvollen Mörtelqualität kombiniert werden. Sind die in folgender Tabelle (**Abb.2.101**) den Mörtelgruppen zugeordneten Mindeststeinfestigkeitsklassen eingehalten, kann die Schubversagensform Steinerreißen praktisch ausgeschlossen werden. Das Kriterium Gleiten in der Lagerfuge wird in diesen Fällen maßgebend. Bei Anwendung der untenstehenden Kombinationen liegen außerdem die Ausnutzungsgrade beider Materialien in wirtschaftlichen Bereichen.

MG	SFK (mind.)
II	6
IIa	8
III	12
IIIa	12

Abb.2.101 – Sinnvolle Kombinationen aus Mörtelgruppe und Steinfestigkeitsklasse

Die Untersuchungen ergaben, dass für Deutschlands stärkste Erdbebengebiete Mindestwerte der Steinfestigkeitsklasse 8 in Verbindung mit Mörtelgruppen IIa oder höher empfehlenswert sind. Im Iran sollten Steine ab Festigkeitsklasse 12 mit Mörtelgruppen III oder höher verwendet werden.

d) ~~Einfluss~~ ~~vertikal~~ ~~auf~~ ~~das~~ ~~Mauerwerk~~ ~~unter~~ ~~den~~ ~~Regellasten~~ ~~auf~~ ~~die~~
Schubtragfähigkeit der Ausfachungen

Werden keine konstruktiven Maßnahmen (z.B. horizontale Trennfugen zwischen Rahmen und Ausfachung) vorgesehen, um eine Beteiligung der Ausfachungen am Vertikallastabtrag zu verhindern, so wirken wegen der sich infolge Lasten durchbiegenden Rahmenriegel auf das Mauerwerk zusätzliche Vertikallasten infolge Deckenlasten und Eigenlasten des Mauerwerks. Es erfolgen zusätzliche Beanspruchungen für die Ausfachungen, die im Folgenden kurz untersucht werden sollen. Dazu wurden die schon im Abschnitt 2.3.3 unter Punkt e) betrachteten dreigeschossigen Rahmen (**Abb.2.30**) verwendet. Sie stellen jeweils eine aussteifende Scheibe des in diesem Abschnitt untersuchten Modellgebäudes dar. Für Geometrie und Lasten gelten die gleichen Annahmen wie im Anhang A3. Als Materialien wurden Vollziegel der Steinfestigkeitsklasse 12 in Verbindung mit einem Mörtel der Mörtelgruppe IIIa verwendet. Der Standort des Gebäudes ist Iran (0,30g). Es erfolgte die Berechnung von zwei Modellen, jeweils für die mittlere Ausfachung, einmal ohne und einmal mit Beteiligung des Mauerwerks am Vertikallastabtrag. Die Ergebnisse beider Modelle wurden anschließend verglichen.

Beim Vergleich der lokalen Normalspannungen im Mauerwerk konnte festgestellt werden, dass sich bei Mitwirkung der Ausfachung die horizontalgerichtete Spannung σ_x geringfügig vermindert, während sich die vertikalgerichtete Spannung σ_z erhöht (jeweils betragsmäßig). Die vorhandenen Schubspannungen bleiben annähernd gleich. Im vorliegenden Beispiel bedeutet dies bei Anwendung der Erweiterten Bruchbedingungen nach Mann in Wandmitte letztendlich eine um ca. 15% erhöhte Schubtragfähigkeit (σ_z +20%; σ_x -5%) des Mauerwerks. Der Gesamtbetrag der zusätzlich wirkenden Vertikallasten würde sich bei Gebäuden mit größerer Geschosszahl in den unteren Etagen aufgrund des Aufaddierens der Lasten zwar weiter erhöhen, jedoch nicht in dem Maß, wie gleichzeitig die Erdbebenlasten ansteigen würden. Die Beanspruchbarkeiten (Schubtragfähigkeit Mauerwerk) steigen langsamer an als die Beanspruchungen (Erdbebenlast). Bei wie im Beispiel vier vorhandenen aussteifenden Scheiben pro Richtung kann der Nachweis der Schubtragfähigkeit für das Mauerwerk dann schon bei Gebäuden mit 4 oder mehr Geschossen nicht mehr erfüllt werden, selbst bei erhöhter Schubtragfähigkeit infolge der zusätzlichen Vertikallasten.

Nach meiner Ansicht sollte der Nachweis der Mauerwerksausfachungen selbst bei Fehlen von konstruktiven Maßnahmen zur Trennung ohne Berücksichtigung einer Beteiligung der Ausfachungen am Vertikallastabtrag erfolgen. Dieser Ansatz bewirkt dann jeweils auf der sicheren Seite liegend die größtmögliche Last für die Rahmenstiele und die kleinstmögliche

Schubtragfähigkeit der Ausfachungen. Die erhöhten lokalen Normalspannungen σ_x und σ_z beim Druckspannungsnachweis des Mauerwerks können ebenfalls unberücksichtigt bleiben. Dieser Nachweis ist bei ausgefachten Rahmen nicht maßgebend.

2.7.3 Empfehlungen für Stahlrahmen

Wie bereits erwähnt kann ein Versagen des Stahlrahmens zeitlich vor der Ausfachung eintreten, wenn die ausfachende Mauerwerkswand im Vergleich zu den Stielen zu stark ausgebildet wird (siehe Versagensarten des Rahmens in **Abb.2.94**). Dies kann bei großen Wandstärken (ab 24 cm) in Verbindung mit hohen Steifigkeitsklassen (ab 12) sowie qualitativ hochwertigen Mörteln (ab MG III) eintreten. Um für diesen Fall ein vorzeitiges Rahmenversagen zu vermeiden, müssen die verwendeten Stahlprofile Mindestgrößen in Abhängigkeit verschiedener Parameter (z.B. Bodenbeschleunigung, Geschosszahl, Wanddicke, etc.) haben. In dieser Arbeit beschränken sich die Untersuchungen auf die Profiltypen HEA und IPE. Für die Ausfachung muss vom ungünstigen Fall einer über die Bemessungsfestigkeit hinausgehenden Tragfähigkeit ausgegangen werden. Deshalb wurden für die Annahme von 40% Überfestigkeit des Mauerwerks (entspricht in etwa einem Material Sicherheitsbeiwert von $\gamma_M=1,0$) zusätzlich Mindestprofilgrößen für die Rahmen ermittelt. Es wurden jeweils Berechnungen für ein dreigeschossiges Gebäude in Deutschland und für ein ein- bzw. zweigeschossiges Gebäude im Iran durchgeführt. Für die Schnittgrößen in den Rahmenecken erfolgte eine elastische Bemessung. Plastische Tragreserven sind somit im Querschnitt (Fließen einzelner Fasern) und im Gesamtsystem (Ausbildung von Fließgelenken) zusätzlich vorhanden. Das Tragverhalten des ausgefachten Rahmens entspricht dem eines Fachwerks mit exzentrisch angeschlossenen Diagonalen. Durch die Außermittigkeit werden plastische Verformungen durch Biegemomente und Querkräfte erzeugt und auf kurze Bauteile beschränkt, im Gegensatz zu zentrisch angeschlossenen Diagonalen. Bei Erdbebenbeanspruchung kann somit planmäßig ein besonders günstiges duktileres Verhalten erreicht werden [Bac02b]. Da diese Tragreserven bei der Bemessung in dieser Arbeit nicht angesetzt wurden, könnten die in **Abb.2.102** empfohlenen Profilquerschnitte bei entsprechend duktiler Durchbildung und Bemessung (z.B. Kapazitätsbemessung) des Tragwerks vermindert werden. Eine Untersuchung der Tragfähigkeit ausgefachter Stahlbetonrahmen unter Berücksichtigung von Fließgelenkausbildungen in den Rahmenstielen ist in [Kor07] zu finden.

Die Untersuchungen ergaben, dass für das Modellgebäude in Deutschland durch Einsatz von HEA-Profilen der Größe 200 mm (220 mm bei 40% Überfestigkeit des Mauerwerks) für Stiel und Riegel ein vorzeitiges Versagen der Rahmen ausgeschlossen werden kann. Bei der im Vergleich zu Deutschland dreifachen Horizontalbeschleunigung im Iran sind die Rahmen bei zweigeschossigen Bauten schon mit HEA-Profilen von mindestens 300 mm Höhe auszuführen. Die Übersicht in **Abb.2.102** enthält Empfehlungen zu Mindestprofilgrößen für Rahmen in Abhängigkeit von Geschosszahl und Erdbebenstärke. Sie gelten nur für ein

Modellgebäude, das durch Rahmen und durch ausgefachte Rahmen ausgesteift ist und unter den im Anhang A3 aufgeführten Annahmen. Die in Klammern angegebenen Werte gelten für die Annahme einer um 40% erhöhten Schubtragfähigkeit der Ausfachung.

Bodenbeschleunigung	Geschosse	erf. Profil	
		HEA	IPE
0,10g	3	200 (220)	240 (270)
0,20g	1	160 (180)	200 (220)
0,30g	1	200 (220)	240 (270)
0,20g	2	240 (280)	330 (400)
0,30g	2	300 (340)	360 (400)

Abb.2.102 – Empfohlene Mindestprofilgrößen für Rahmen

Eine tabellarische Gesamtübersicht zu den Untersuchungen der erforderlichen Profilgrößen für Rahmenriegel und Rahmenstiele ist im Anhang A3 zu finden.

2.7.4 Zusammenfassung – Modellgebäude Beanspruchung in Wandlängsrichtung

Für das in diesem Abschnitt untersuchte Modellgebäude ist die Vermörtelung der Stoßfugen in den Ausfachungen und deren rechnerische Berücksichtigung bei der Bemessung in Erdbebengebieten unbedingt Voraussetzung, da der Schubnachweis vor allem in den Ecken in den meisten Fällen nur erbracht werden kann, wenn die erweiterte Schubbruchtheorie nach Mann [Kön88] angewendet wird. Es können dann horizontal gerichtete Druckspannungen in den Stoßfugen angesetzt werden, die dort Reibungskräfte ermöglichen und in der Folge die Bruchkriterien „Fugenversagen“ und „Steinversagen“ günstig beeinflussen. In **Abb.2.103** sind zusammenfassend die Empfehlungen zu den Grenzwerten für die am Modellgebäude untersuchten Parameter getrennt nach den stärksten Erdbebenzonen Deutschlands und des Irans angegeben.

Aufgrund der gegenüber reinen Rahmen dominierenden Horizontalsteifigkeit der ausgefachten Rahmen ist auch die Ausführung der Knoten als nicht biegesteife Verbindung und somit ein Verzicht auf die Horizontalsteifigkeit infolge der Rahmenwirkung möglich (siehe Abschn.2.8.5). Daher lassen sich die Ergebnisse auf Skelettbauten, die aus einfachen Stützen und Trägern bestehen, übertragen.

Es muss an dieser Stelle angemerkt werden, dass die obigen Empfehlungen lediglich Richtwerte darstellen, da hier ein Gebäude mit fester Geometrie (nur Anzahl der Stockwerke variabel) untersucht wurde. Die im Anhang A3 getroffenen Annahmen gelten für Wohngebäude mit üblichen Abmessungen und Materialfestigkeiten. Der wichtigste Parameter ist in jedem Fall die Anzahl der das Bauwerk aussteifenden Scheiben (hier: ausgefachte Rahmen). Durch Erhöhung ihrer Anzahl wären auch Konstruktionen mit mehr Geschossen denkbar. Ausfachungen beschränken bei hoher Zahl jedoch zunehmend

die Gestaltungsmöglichkeiten des Grundrisses. Die gezielte Anordnung anderer Typen von Aussteifungselementen in weiteren Feldern kann ebenso eine Reduzierung der Erdbebenlast für die einzelnen Scheiben bewirken.

Aufgrund der großen Steifigkeitsunterschiede zwischen Rahmen und Ausfachung hatte die Variation der Profilgrößen der Riegel und Stiele nahezu keinen Einfluss auf die Verteilung der Horizontallast. Dieses Ergebnis bestätigt somit die im Abschn.2.4 gewonnenen Erkenntnisse (**Abb.2.42**).

Zur Vermeidung eines vorzeitigen Versagens des Rahmens sollten im Fall hoher Festigkeiten der Mauerwerksausfachungen die in **Abb.2.102** angegebenen Empfehlungen für Mindestprofilgrößen des Rahmens nicht unterschritten werden. Die Profilgrößen stellen obere Grenzwerte für die stärksten Erdbebenzonen und für Mauerwerk mit hohen Festigkeiten dar. Im Normalfall (Mauerwerk mit niedrigen und mittleren Festigkeiten) bleibt jedoch das Kriterium „Versagen der Ausfachung“ maßgebend, und es können bei geringeren Bodenbeschleunigungen auch entsprechend kleinere Stahlprofile verwendet werden.

Die für Starkerdbebengebiete ($a \geq 0,30g$) empfohlenen Beschränkungen auf maximal zwei Geschosse, Mindestwanddicken von 24 bzw. 30 cm für die Ausfachungen (Modellgebäude Iran) sowie die großen Rahmenprofile (Trägerhöhen ab 300 mm) zur Vermeidung eines vorzeitigen Rahmenversagens verdeutlichen die geringe Tragfähigkeit und somit die schlechte Eignung ausgefachter Rahmen als alleinige Aussteifungselemente (Anteil der reinen Rahmen vernachlässigt) in Erdbebengebieten. Viele eingestürzte Gebäude wie beim Erdbeben 2003 in Bam unterstreichen diese Aussage. Ausgefachte Rahmen sollten daher nur in Ausnahmefällen und unter Berücksichtigung obiger Empfehlungen als alleinige Aussteifungselemente verwendet werden. Wichtige Voraussetzung hierfür ist außerdem eine gute Ausführungsqualität der Konstruktion.

Es wird dringend empfohlen, andere Aussteifungselemente wie z.B. Diagonalstäbe als Hauptaussteifungselemente zusätzlich anzuordnen, um den auf die ausgefachten Rahmen entfallenden Lastanteil zu beschränken. Diese Mischformen treten bei den meisten Wohngebäuden im Iran ohnehin auf. Sie bestehen im Regelfall aus einem Stahlskelett, das in einigen Feldern planmäßig durch Verbände ausgesteift ist. Gleichzeitig sind viele andere Felder mit Mauerwerk ganz oder teilweise und ohne Bewegungsfuge ausgefacht, sodass ein Mitwirken dieser Ausfachungen beim Horizontallastabtrag automatisch erfolgt. In der Folge entstehen Mischsysteme.

Bei gemischten Aussteifungselementen ist die genaue Erfassung der Steifigkeitsverteilung aufgrund vieler Unsicherheiten (z.B. Ausführungsqualität von Mauerwerk und Kontaktfugen) schwierig und nur unter bestimmten Annahmen möglich. Untersuchungen zum Einfluss von ausgefachten Rahmen auf die Aussteifung bei solchen Mischsystemen wurden im folgenden Abschn.2.8 anhand eines iranischen Wohngebäudes durchgeführt.

ist keine Beteiligung der ausgefachten Rahmen am Horizontallastabtrag erwünscht, so ist eine vollständige Entkopplung der Ausfachung vom Rahmen erforderlich. Konstruktive Lösungen und Hinweise hierzu werden im Kapitel 5 vorgestellt.

Empfehlungen für Gebäude 1 in Deutschland (Erdbebenzone 3 [DN414])

Geschosszahl ≤ 4

Wanddicke ≥ 24 cm

Steinfestigkeitsklasse ≥ 8 → charakt. Wert der Steindruckfestigkeit $f_{bk} \geq 8$ N/mm²
Rechenwert der Steinzugfestigkeit $f_{bz} \geq 0,20$ N/mm²

Mörtelgruppe $\geq b$ → charakt. Wert der Haftscherfestigkeit $f_{vko} \geq 0,20$ N/mm²
charakt. Wert der Mörteldruckfestigkeit $f_m \geq 5$ N/mm²

Empfehlungen für Gebäude 1 im Iran (Erdbebenzone „Region1“ [fa])

Geschosszahl ≤ 2

Wanddicke ≥ 24 cm (1 Geschoss) bzw. ≥ 30 cm (2 Geschosse)

Steinfestigkeitsklasse ≥ 12 → charakt. Wert der Steindruckfestigkeit $f_{bk} \geq 12$ N/mm²
Rechenwert der Steinzugfestigkeit $f_{bz} \geq 0,48$ N/mm²

Mörtelgruppe $\geq I$ → charakt. Wert der Haftscherfestigkeit $f_{vko} \geq 0,30$ N/mm²
charakt. Wert der Mörteldruckfestigkeit $f_m \geq 10$ N/mm²

Abb.2.103 – Empfehlungen für Grenzwerte der Parameter beim Modellgebäude

2.8 Untersuchungen zum Einfluss von ausgefachten Rahmen auf die Aussteifung bei Mischsystemen anhand eines iranischen Wohngebäudes

2.8.1 Einleitung

Im Rahmen einer Zusammenarbeit zwischen der Technischen Universität Berlin und dem iranischen Building & Housing Research Center (BHRC) wurde für den Iran ein mehrgeschossiges Wohngebäude als Prototyp (**Abb.2.104**) geplant, das als Lösung gegen den Wohnungsmangel infolge des raschen Bevölkerungswachstums später in Serie gebaut werden sollte. Ein Hauptziel war dabei der Entwurf eines Tragwerks mit günstigem Tragverhalten bei Erdbeben und das Aufzeigen möglicher Alternativen zu der im Iran bisher vorherrschenden Bauweise mit ausgefachten Rahmen.

Grundlage für die Untersuchungen bildete der erste iranische Entwurf, der noch die traditionelle Tragwerksstruktur eines Stahlskelettbaus mit planmäßigen Aussteifungsfeldern aus Stahlprofilen und unplanmäßigen Aussteifungsfeldern aus Mauerwerksausfachungen (= Mischsystem) besaß.

Anhand dieses praktischen Beispiels eines Wohngebäudes soll in diesem Abschnitt untersucht werden, welche Folgen die Berücksichtigung bzw. Nichtberücksichtigung der Mauerwerksausfachungen (= zwei Modelle) als Teil der Aussteifung auf die Größe der Erdbebenlast und das seismische Schwingungsverhalten des Gebäudes hat. Es wird ebenso der Frage nachgegangen, wie sich bei beiden Modellen die Horizontallasten auf die aussteifenden Elemente (Stahlprofile, Mauerwerksausfachungen) verteilen. Anschließend werden auf Basis der bereits vorgestellten Grundlagen die Tragfähigkeitsnachweise für die Ausfachungen geführt. Weiterhin wird untersucht, welche Unterschiede hinsichtlich Schwingungsverhalten und Schnittgrößen bei biegesteifer und gelenkiger Ausführung der Riegelanschlüsse bestehen.

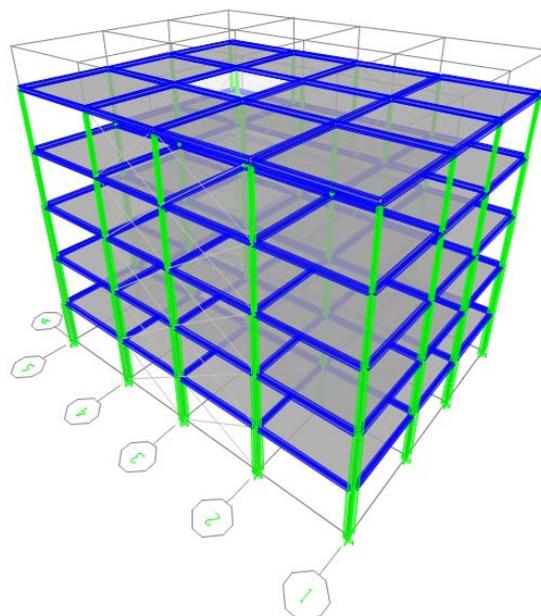


Abb.2.104 – Tragwerksmodell Wohngebäude

Die Berechnungen erfolgten unter der Annahme, dass die Kontaktfugen zwischen Ausfachungen und Stahlrahmen weitgehend aufgerissen sind (siehe Abschn. 2.3.5) und sich somit überall Druckdiagonalen (Ersatzstab nach Dawe/Seah) im Mauerwerk ausbilden konnten. Diese vereinfachte Annahme stellt den für die Ausfachung ungünstigen Grenzfall mit maximaler Belastung des Mauerwerks und gleichzeitig maximaler Entlastung der Stahldiagonalen dar und liegt für die Mauerwerksbemessung somit auf der sicheren Seite. In der Praxis wird der Zustand von sich überall gleichzeitig ausbildenden Druckdiagonalen nur mit sehr geringer Wahrscheinlichkeit eintreten. Zur Untersuchung des grundsätzlichen Einflusses der Mauerwerksausfachungen auf das Aussteifungssystem ist die Betrachtung dieses Grenzfalls nach Meinung des Autors hier jedoch zulässig. Angaben zu Geometrie und Lastannahmen für das Wohngebäude sind im Anhang A4 angefügt.

2.8.2 Einfluss auf Schwingungsverhalten und Größe der Erdbebenlast

Wie bereits in der Einleitung zu dieser Arbeit beschrieben, können Mauerwerksausfachungen das Tragverhalten von Gebäuden im Lastfall Erdbeben entscheidend beeinflussen. Die im Regelfall für die Aussteifung nicht berücksichtigten Ausfachungen bilden zusammen mit den Rahmen eine hybride Struktur, die steifer als das reine Rahmentragwerk ist. Wenn wie beim hier untersuchten Tragwerk eines iranischen Wohngebäudes schon planmäßige Aussteifungsfelder vorhanden sind (= Mischsystem), ändert sich das grundlegende Schwingungsverhalten des Gebäudes nicht, das qualitative Aussehen der Eigenformen bleibt gleich. Es kommt allerdings zu geringen Veränderungen der Eigenfrequenz f bzw. der Eigenschwingdauer T . Durch die Berücksichtigung der Ausfachungen verringert sich die Eigenschwingdauer des Bauwerks um ungefähr 25 % von $T = 0,72$ s auf $T = 0,56$ s, das Gebäude wird also steifer.

Die Eigenschwingdauer T (1.Eigenform) ist eine entscheidende Größe bei der Bestimmung der Erdbebenlast nach dem weit verbreiteten Ersatzkraftverfahren, da sich durch sie und mit Hilfe des Antwortspektrums quasi die „Antwort“ des Gebäudes bei dynamischer Anregung bestimmen lässt. **Abb.2.105** zeigt das der iranischen Erdbebennorm entnommene Bemessungsantwortspektrum mit den für beide Varianten abgelesenen Werten der „Antwort“ in Form des sogenannten Building response factors B . Der Einfluss von ΔT ist im Bereich mit großen Kurvenanstiegen am höchsten. Das betrachtete Gebäude liegt genau in diesem Bereich (Kurve: soil type 2). Mit ansteigenden Werten von T wird dieser Einfluss jedoch geringer, erkennbar an den immer flacher verlaufenden Kurven im rechten Teil des Antwortspektrums. Unterhalb bestimmter Grenzwerte von T , die abhängig vom Bodentyp sind, steigen die anzusetzenden Erdbebenlasten nicht weiter an. Dies ist bei horizontal sehr steifen Gebäuden wie z.B. eingeschossigen Gebäuden der Fall.

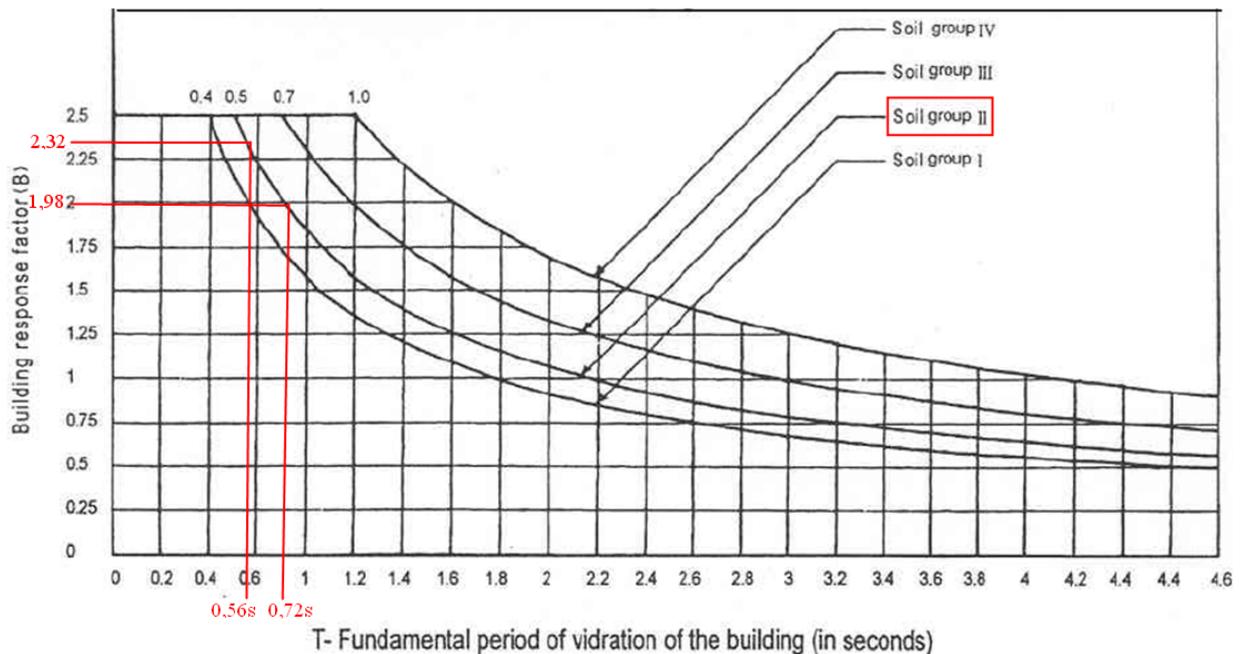


Abb.2.105 – Bemessungsantwortspektrum aus iranischer Erdbebennorm [Ira99]

Bei Ansatz einer Mitwirkung der Ausfachungen beim Horizontallastabtrag ergibt sich für das Beispielgebäude infolge einer Linksverschiebung von T im Antwortspektrum ein Anstieg der anzusetzenden Erdbebenlast von 16 %. Diese kann sich jedoch gleichzeitig auf mehr aussteifende Bauelemente verteilen. Wie groß die Entlastung der Diagonalauskreuzungen aus Stahl beim vorliegenden Gebäude durch Berücksichtigung der Mitwirkung der Ausfachungen ist und ob der Tragfähigkeitsnachweis für das Mauerwerk erbracht werden kann, soll in einem nächsten Schritt untersucht werden.

Ergänzung: In [Eth95] ist in Anlehnung an den Eurocode 8 ein einfaches Näherungsverfahren zur Berücksichtigung der versteifenden Wirkung von Ausfachungen auf das Gesamttragwerk angegeben. Hierbei wird in Abhängigkeit weniger Parameter (u.a. Gesamtquerschnittsfläche aller Ausfachungen) eine Schwingdauer berechnet, aus der zusammen mit der Eigenschwingdauer der reinen Rahmenstruktur ein Mittelwert für T berechnet werden kann. Mit Hilfe dieses gemittelten Zahlenwertes kann für das Gebäude die infolge der mitwirkenden Ausfachungen erhöhte Erdbebenlast berechnet werden, die dann aber nur auf das reine Rahmentragwerk angesetzt wird. Studien [Kap00] belegen, dass die Ergebnisse dieses Verfahrens zu stark auf der sicheren Seite liegen. Für das vorliegende Beispiel bestätigte sich dies. Bei Anwendung des Näherungsverfahrens wurde eine Eigenschwingdauer von $T = 0,52$ s berechnet (Formeln und Rechnung siehe Anhang A4). Im Vergleich zur Berechnung mit Ersatzstäben ($T = 0,56$ s) ergibt sich ein noch steiferes Gebäude mit entsprechend größeren Erdbebenlasten. Für eine erste Näherung eignet sich das Verfahren, aus Gründen der Wirtschaftlichkeit empfiehlt es sich jedoch, genauere Modelle (z.B. Ersatzstabmodell oder diskretes FE-Modell) für die Berechnung zu verwenden.

2.8.3 Einfluss auf Verteilung der Horizontallasten

Mit Hilfe des Programms ETABS [Eta01] wurden zwei Varianten des iranischen Wohngebäudes modelliert und die Berechnungsergebnisse für den Lastfall Erdbeben miteinander verglichen. In der ersten Variante besteht das Aussteifungssystem lediglich aus Stahlauskreuzungen (U-Profile), in der zweiten dagegen wird auch die Beteiligung der Mauerwerksausfachungen am Horizontallastabtrag berücksichtigt. Unter den zuvor erwähnten Annahmen erfolgt die Modellierung der ausfachenden Wände durch diagonale Ersatzstäbe (**Abb.2.106**). Diese stellen innerhalb bestimmter Grenzen einen sehr guten Kompromiss zwischen Eingabeaufwand und Rechengenauigkeit dar (siehe Abschn.2.3). Die Berechnung kann deshalb hier ohne diskretes Modell vereinfacht mit Hilfe eines Stabwerkprogramms durchgeführt werden.

Aus der Berücksichtigung der Ausfachungen beim Horizontallastabtrag resultiert eine Entlastung der planmäßigen Aussteifungselemente (hier: Auskreuzungen durch U-Profile). Gleichzeitig verursachen die zusätzlichen Aussteifungen jedoch eine verminderte Eigenschwingdauer verbunden mit einer Erhöhung der Erdbebenlasten um 16 %. Trotz dieser Steigerung vermindert sich im Beispiel die auf die Stahlauskreuzungen entfallende Horizontallast in Querrichtung um rund 30 % und in Längsrichtung um 17 %. Die Stahlprofile werden in diesem Fall entlastet und sind somit überbemessen. Sie tragen aber trotzdem den größeren Teil der Horizontallasten ab. In Querrichtung beträgt das Verhältnis Lastanteil Stahlauskreuzung zu Lastanteil Mauerwerksausfachung 60 % zu 40 %, in Längsrichtung 72 % zu 28 %. Die Differenz resultiert hier aus der unterschiedlichen Anzahl der mit Stahlprofilen und Mauerwerk ausgesteiften Felder in beiden Richtungen.

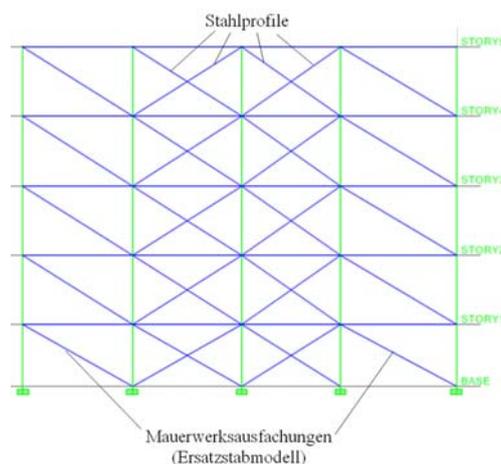


Abb.2.106 – Tragwerksmodell mit Ersatzstäben

Die Aufteilung der Erdbebenlasten auf die aussteifenden Felder erfolgt entsprechend den Dehnsteifigkeiten $E \cdot A$ der Diagonalstäbe. Obwohl der E-Modul von Stahl 50...60 mal höher als der von Mauerwerk ist, ist im Beispiel die Dehnsteifigkeit des Stahlprofils nur 2,0...2,4 mal höher als die des Ersatzstabes aus Mauerwerk, da dieser eine ungleich größere Querschnittsfläche besitzt.

Mit Hilfe dieses Wissens und unter Berücksichtigung der anfangs getroffenen Annahmen ist es also möglich, nach Ermittlung der Ersatzstabbreite (siehe Abschn.2.2) die Dehnsteifigkeiten aller Diagonalstäbe zu bestimmen und daraus die Verteilung der Horizontallasten im gesamten Gebäude zu ermitteln.

Berechnungen zeigten, dass beim hier untersuchten Wohngebäude eine Erhöhung der Anzahl der mit Mauerwerk ausgefachten Felder nicht zu geringeren Beanspruchungen in den einzelnen Ausfachungen führte. Zwar konnten die Horizontallasten nun auf mehr Felder als zuvor verteilt werden, die Ausfachungen wurden jedoch nicht entlastet, da infolge ihres gestiegenen Anteils an der Gesamtsteifigkeit des Gebäudes die auf sie entfallende Erdbebenlast in gleichem Maße mit anstieg. Es müsste also gleichzeitig auch die Anzahl der durch Stahlprofile ausgekreuzten Felder erhöht werden, um das Steifigkeitsverhältnis zwischen Ausfachungen und Stahlauskreuzungen annähernd konstant zu halten. Die Ermittlung günstiger Steifigkeitsverhältnisse soll nicht Gegenstand dieser Arbeit sein, diesbezüglich müssten weitere Untersuchungen durchgeführt werden.

Ob im Beispiel die ausfachenden Mauerwerkswände letztendlich in der Lage sind, die auf sie wirkenden Horizontallasten schadensfrei aufzunehmen und weiterzuleiten, soll in einem nächsten Schritt überprüft werden. Für das iranische Wohngebäude wurde dies im folgenden Abschnitt untersucht.

2.8.4 Nachweis der Ausfachungen

Die Berechnungen wurden jeweils für die Quer- und Längsrichtung des Gebäudes geführt. Es wurden die Spannungen in den Ausfachungen im Erdgeschoss untersucht. In Querrichtung betrug die maximale Normalkraft im Ersatzstab $N = -205 \text{ kN}$. Der Schubspannungsnachweis für die Ausfachung konnte weder im Eckbereich noch in Wandmitte erfüllt werden. Erst ab dem zweiten Obergeschoss lagen die vorhandenen Spannungen unter den zulässigen Werten. In Längsrichtung (max. $N = -151 \text{ kN}$, **Abb.2.107**) konnte der Tragfähigkeitsnachweis ab dem 1.Obergeschoss erfüllt werden.

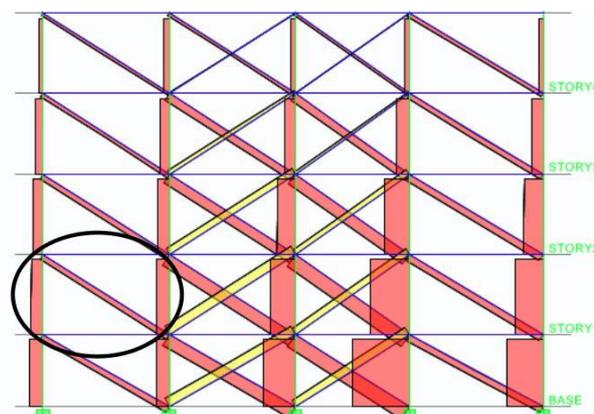


Abb.2.107 – Stabnormalkräfte im LF Erdbeben, Beanspruchung in Längsrichtung

Die Differenz zwischen den maximalen Längskräften in den jeweils betrachteten Gebäuderichtungen resultiert aus der unterschiedlichen Anzahl der mit U-Profilen planmäßig ausgesteiften Felder. Während in Querrichtung 3 reguläre Stahlauskreuzungen und 4 Ausfachungen das Gebäude stabilisieren, beträgt in Längsrichtung die Anzahl der durch Stahlprofile und Mauerwerk ausgesteiften Felder jeweils 4. Dadurch verteilt sich die Horizontallast hier auf mehr Tragglieder und die Beanspruchungen sind geringer.



Abb.2.108 – Zerstörte Ausfachungen im Erdgeschoss eines fünfgeschossigen Wohnhauses in Algerien (Bildquelle: Djillali Benour, University of Bab Ezzour, Algeria)

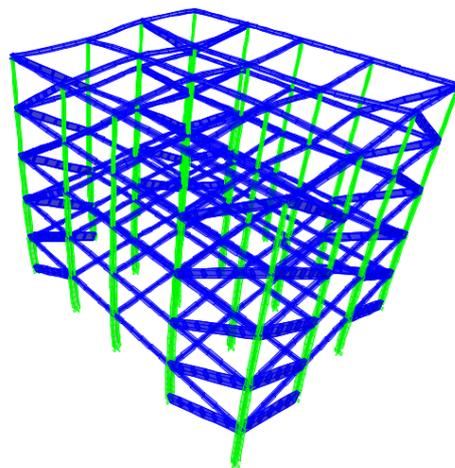
Die Schubspannungsnachweise für die Mauerwerksausfachungen wurden auf Grundlage der Erweiterten Bruchbedingungen nach Mann (Abschn.2.5.2b) geführt. Dies bedeutet den Ansatz einer Stoßfugenvermörtelung mit Normalspannungen in diesen Fugen. Dieser Ansatz setzt eine sehr gute Ausführungsqualität der Fugen auf der Baustelle voraus. Aufgrund der behinderten Querdehnung des diagonalen Ersatzstabs treten vor allem in den Eckbereichen hohe Druckspannungen auf, die dort die Schubtragfähigkeit des Mauerwerks beträchtlich erhöhen. Auch bei geringer Stoßfugenqualität tritt dieser Effekt auf, wenn auch in abgeschwächter Form. Ohne diesen Ansatz könnte der Nachweis für das Mauerwerk in den Eckbereichen oftmals nicht erbracht werden.

Um Schäden am Mauerwerk zu vermeiden, muss die Belastung in den Ausfachungen beschränkt werden. Eine Möglichkeit ist die Erhöhung der Anzahl der aussteifenden Felder unter Beachtung der im Abschn.2.8.3 gegebenen Hinweise. Es ist sinnvoll, bei Ansatz von ausgefachten Rahmen für das Aussteifungssystem zur Sicherstellung von deren Tragfähigkeit eine Mindestanzahl zusätzlicher Verbände aus Stahlprofilen in Abhängigkeit der Erdbebenzone vorzuschreiben. Die Erarbeitung solcher Empfehlungen im Zuge weiterer Untersuchungen erscheint sinnvoll, wird an dieser Stelle jedoch nicht weiterverfolgt. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Anwendung der in Kapitel 4 beschriebenen konstruktiven Möglichkeiten zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Ausfachungen.

2.8.5 Einfluss der Art der Rahmenriegelanschlüsse

Durch den Einbau von Verbänden in Rahmentragwerke können deren Horizontalverformungen beträchtlich vermindert werden. Bei den im Abschn.2.4 durchgeführten Parameteruntersuchungen wurde eine Erhöhung der Horizontalsteifigkeit um den Faktor 10 bis 15 festgestellt, was die Dominanz der Auskreuzungen gegenüber den Rahmen im Aussteifungssystem deutlich unterstreicht. Bei Ergebnissen dieser Größenordnung stellt sich die grundsätzliche Frage, ob aufgrund der untergeordneten Rolle der Rahmen nicht gänzlich auf biegesteife Ecken zugunsten gelenkiger Riegelanschlüsse an den Stützen verzichtet werden kann. Nach Pubal [Pub88] enthält ein solcher Ansatz eine noch ausreichende Genauigkeit. Nachfolgend soll dieser Einfluss anhand des iranischen Wohngebäudes (Variante mit Berücksichtigung der Ausfachungen) untersucht werden. Es erfolgen vergleichende Betrachtungen zu den Eigenschwingdauern, den Längskräften in den Diagonalen sowie den Biegemomenten in den Rahmenriegeln.

Die Eigenschwingdauer T der Variante mit gelenkiger Knotenausbildung liegt nur 0,03 s über der Variante mit biegesteifen Ecken (**Abb.2.109**), das System ist nur minimal „weicher“. Das Schwingungsverhalten wird so gut wie nicht beeinflusst. Aufgrund einer Rechtsverschiebung im Antwortspektrum würden sich die Erdbebenlasten zwar um einen kleinen Betrag verringern, die Abweichung ist beim vorliegenden Gebäude mit ca. 3 % jedoch vernachlässigbar klein.



Geschossdecken
nicht dargestellt

Abb.2.109 – Erste Eigenform Tragwerk Wohngebäude

Die Längskräfte in den Diagonalstäben (U-Profile und Ersatzstäbe) lagen bei der biegesteifen Variante um 5 bis 15 % unter denen der gelenkigen Variante. Wiederum zeigt sich hier der nur geringe Beitrag der Rahmen zur Aussteifung, wenn mit Diagonalen versteifte Felder ohnehin schon vorhanden sind. Auch die Unterschiede bei den Beanspruchungen in den Diagonalstäben können somit vernachlässigt werden.

Abb.2.110 zeigt einen Vergleich der Biegemomentenverläufe für beide Varianten (links: gelenkiger, rechts: biegesteifer Anschluss des Riegels an die Stütze) für den Lastfall

Erdbeben. Durch Einspannung der Rahmenriegel an den Rahmenstielen werden die Biegemomente im Feld vermindert. Der Einsatz kleinerer Stahlprofile wäre somit möglich, verbunden mit jedoch aufwändigeren Anschlüssen. Für die Beanspruchungen infolge Horizontallasten sind die Abweichungen zwischen beiden Systemen jedoch vernachlässigbar klein. Da zur Entlastung der Mauerwerksausfachungen und zur Verminderung der Horizontalverformungen in jedem Fall Auskreuzungen aus Stahlprofilen vorzusehen sind, kann aufgrund der untergeordneten Bedeutung der Rahmenwirkung auf die Gesamthorizontalsteifigkeit auf biegesteife Anschlüsse verzichtet werden. Selbst bei geringfügig größeren Riegelprofilen infolge der fehlenden Randeinspannung ist die Variante eines Stahlskelettbaus mit gelenkigen Anschlüssen wirtschaftlicher.

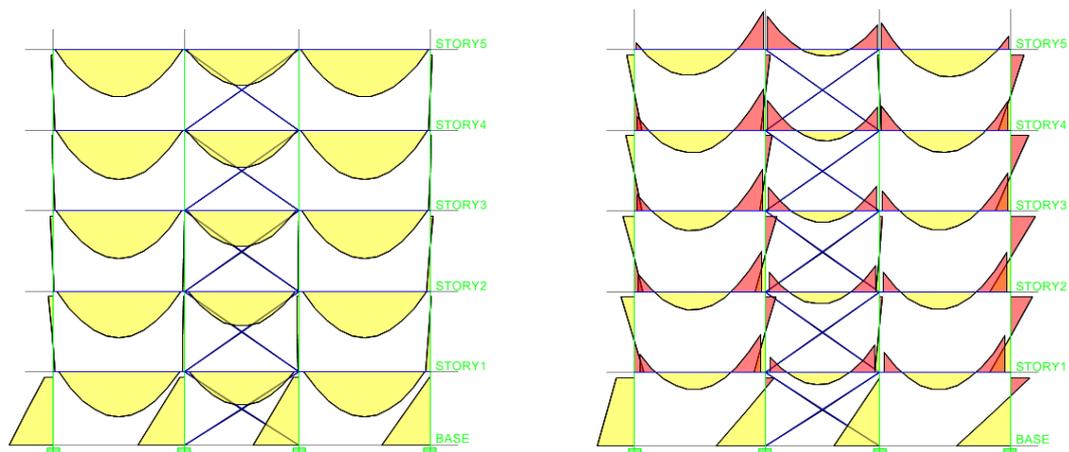


Abb.2.110 – Biegemomente in Stäben bei gelenkiger (links) und biegesteifer (rechts) Knotenpunktausbildung

2.8.6 Zusammenfassung

Es wurde an einem konkreten Beispiel mit festen Parametern untersucht, inwieweit die Berücksichtigung von Ausfachungen den Horizontallastabtrag beeinflusst.

Für die korrekte Erfassung des Horizontallastabtrags und zur Vermeidung von Schäden am Bauwerk ist bei Mischsystemen die Berücksichtigung vorhandener ausgefachter Rahmen als Teil des Aussteifungssystems (soweit keine konstruktive Trennung in Kontaktfuge vorhanden) unbedingt erforderlich. Die Ausfachungen können vereinfacht als Ersatzstäbe modelliert werden. Aussteifungssysteme, die allein aus ausgefachten Rahmen bestehen, sind in Starkerdbebengebieten ($a \geq 0,30g$) nur für Gebäude mit maximal zwei Geschossen möglich (siehe Abschn.2.7). Die Anordnung zusätzlicher Aussteifungselemente wie z.B. Scheiben oder Verbände ist hier trotzdem empfehlenswert und sollte für höhere Bauwerke in jedem Fall vorgesehen werden.

Bei der Bemessung von Mischsystemen sind zwei Lastfälle zu beachten. Für die Ermittlung der maximalen Beanspruchungen in den diagonalen Stahlprofilen ist eine Berechnung ohne Berücksichtigung der ausfachenden Mauerwerkswände durchzuführen. Um dagegen die maximalen Schnittkräfte in den Mauerwerksausfachungen zu bestimmen, sind diese im

Berechnungsmodell anzusetzen. Durch Bemessung für beide Lastfälle werden die die Wirklichkeit einschließenden Grenzfälle mit jeweils maximalen Beanspruchungen abgedeckt.

Die Aufteilung der Horizontallasten erfolgt entsprechend den Dehnsteifigkeiten der Diagonalstäbe, wobei $E \cdot A$ der Stahlauskreuzungen nur zwei- bis dreimal höher als $E \cdot A$ der Ersatzstäbe (Ausfachung aus Mauerwerk) ist.

Die Berücksichtigung der Ausfachungen verursachte beim untersuchten Gebäude vernachlässigbar kleine Änderungen im Schwingungsverhalten des Tragwerks. Es trat infolge der gestiegenen Horizontalsteifigkeit zwar eine größere Gesamterdbebenlast auf, die planmäßigen Aussteifungselemente wurden jedoch um bis zu 30% entlastet.

Die Tragfähigkeitsnachweise für die Mauerwerksausfachungen im iranischen Wohngebäude konnte für die stärkste Erdbebenzone im Iran in den unteren Geschossen nicht erbracht werden (siehe **Abb.2.108** für Beispiel eines algerischen Wohnhauses mit zerstörten Ausfachungen im Erdgeschoss). Zur Erbringung des Schubnachweises im Mauerwerk ist der Ansatz von Normalspannungen in den Stoßfugen wegen der vor allem in den Eckbereichen der Ausfachungen behinderten Querdehnung und der damit verbundenen erhöhten Schubtragfähigkeit möglich und notwendig. Dies setzt jedoch eine gute Qualität bei der Ausführung vermörtelter Stoßfugen voraus.

Zur Reduzierung der Spannungen im Mauerwerk ist die Vergrößerung der Anzahl der Ausfachungen allein nicht ausreichend. Gleichzeitig muss die Zahl der durch Stahlprofile ausgekreuzten Felder mindestens im gleichen Maß ansteigen. Alternativ können zusätzliche konstruktive Maßnahmen die Tragfähigkeit der Ausfachungen weiter erhöhen (siehe Kapitel 4).

Mit Diagonalstäben versteifte Rahmentragwerke unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Horizontalsteifigkeit nur geringfügig gegenüber Systemen mit gelenkiger Ausführung der Knotenpunkte. Aufgrund dieser geringen Abweichungen lassen sich alle in dieser Arbeit gewonnenen Ergebnisse auch auf ausgefachte Stahlskelettbauten mit nicht biegesteifer Knotenpunktausbildung übertragen.

2.9 Vergleich der Konstruktionsarten „Ausgefachter Rahmen“ und „Eingefasstes Mauerwerk“

Im Bauwesen werden die Begriffe „Ausgefachter Rahmen“ und „Eingefasstes Mauerwerk“ (auch: „Umfasstes Mauerwerk“) oftmals miteinander verwechselt. Beide Konstruktionsarten besitzen im Endzustand zwar ein gleiches Erscheinungsbild, bezüglich des Bauablaufs und des Tragverhaltens bestehen jedoch Unterschiede, auf die in diesem Abschnitt kurz eingegangen werden soll.

Ausgefachter Rahmen

Bei ausgefachten Rahmen bildet planmäßig allein die Rahmenkonstruktion das Tragwerk. Erst nachdem die Rahmen aufgestellt wurden, erfolgt die Ausfachtung der verbleibenden Öffnungen mit Mauerwerk. Die Ausfachtung wird außer durch ihr Eigengewicht durch keine weiteren Lasten beansprucht und ist somit ein nichttragendes Element. Dieser Zustand tritt in



Abb.2.112 – Ausgefachter Skelettbau (Bildquelle: Davood Urojzadeh)

der Realität jedoch meistens nicht ein, wenn keine ausreichend großen Fugen zwischen Wand und Rahmen ausgebildet werden, um eine Interaktion zwischen den zwei Bauelementen im Erdbebenfall zu verhindern (siehe Abschn.5.4 für Lösungen einer konstruktiven Trennung). Es kann sich somit keine reine Rahmentragwirkung ausbilden. Die Verbundwirkung zwischen Rahmen und Mauerwerk ist bei ausgefachten Rahmen im Ausgangszustand sehr klein und geht im Lastfall Erdbeben nach Überschreiten der Kohäsion in den Kontaktfugen schnell verloren. Je nach Lastrichtung stützen sich beide Bauteile nach

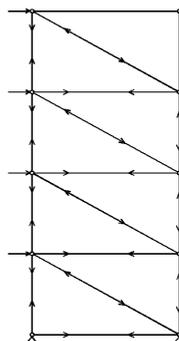


Abb.2.113 – Fachwerkmodell

teilweisem Aufreißen der Kontaktfugen in den jeweils gegenüberliegenden Eckbereichen gegeneinander ab. Es entstehen Kontaktzonen, zwischen denen sich eine Druckdiagonale im Mauerwerk ausbildet (Fachwerkmodell, **Abb.2.113**). In der Folge versagt das Mauerwerk in den meisten Fällen, da es für diese Beanspruchung nicht bemessen wurde. Ausgefachte Rahmen entsprechen dem Ausfachungstyp 3 aus Abschn.2.2.1c.

Eingefasstes Mauerwerk

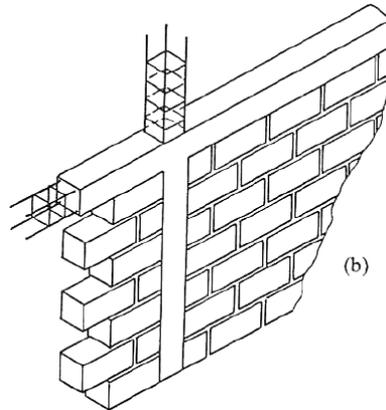


Abb.2.114 – Eingefasstes Mauerwerk (Bildquelle: [Tom99])

Bei der Konstruktionsart „Eingefasstes Mauerwerk“ sind die Mauerwerkswände planmäßig tragend. Sie sind Bestandteil des Tragwerks und werden zusätzlich an allen vier Seiten durch Stützen und Balken aus Stahlbeton eingefasst. Die DIN EN 1996-1-1 [DINEN1996] definiert den Begriff als „Mauerwerk, das mit Bauteilen aus Stahlbeton oder bewehrtem Mauerwerk als Einfassung in vertikaler und horizontaler Richtung versehen ist“. Als horizontale Einfassungen können auch Stahlbetondecken herangezogen werden. Die Knoten werden nicht bemessen, um Rahmenmomente aufzunehmen. Die zug- und biegefesten vertikalen und horizontalen Stahlbetonriegel sorgen für eine erhöhte Tragfähigkeit des Mauerwerks unter Horizontalbeanspruchung. Versuche an der TU Dresden zeigten eine Erhöhung der Schubtragfähigkeit der Wände um ca. 50 % [Jäg05a]. Die größere Tragfähigkeit resultiert aus dem Effekt der „Umschnürung“. Dadurch treten bei horizontalen Lasten in den Stoßfugen Druckspannungen auf, die dort die Übertragung von Schubspannungen über Reibung ermöglichen.

Im Vergleich zu ausgefachten Rahmen ist die Verbundwirkung in den Kontaktfugen durch die umgekehrte Reihenfolge bei der Herstellung (Einfassungen nach Mauerwerk) so groß, dass Rahmen und Wand zusammen wie ein Element wirken. Vor allem in den vertikalen Fugen kann die Verbundwirkung über eine Verzahnung der Mauerwerkswände mit den nachträglich betonierten Stützen beträchtlich erhöht werden (**Abb.2.115** und **Abb.2.116**). und somit eine Mitwirkung der gesamten Wand als Scheibe am Horizontallastabtrag gewährleisten. Die DIN EN 1996-1-1 [DINEN1996] schreibt ausdrücklich vor, dass die Einfassungen am Kopf und an den Seiten erst nach Herstellung des Mauerwerks betoniert werden dürfen, so dass sie ausreichend miteinander verbunden sind. Eingefasstes Mauerwerk entspricht dem Ausfachungstyp 1 aus Abschn.2.2.1a.



Abb.2.115 – Mauerwerk vor Betonieren der Stützen

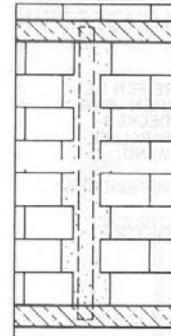


Abb.2.116 – Verzahnung zwischen Stütze und Mauerwerk (Bildquelle: [Die97])

Voraussetzung für die Annahme von „Eingefasstem Mauerwerk“ in Deutschland ist die Einhaltung zusätzlicher Konstruktionsregeln aus der DIN 4149 [DIN4149]. Es kann dann eine erhöhte Tragfähigkeit angesetzt werden, die hauptsächlich über den gegenüber unbewehrtem Mauerwerk vergrößerten Verhaltensfaktor q berücksichtigt wird. Es wird empfohlen, dass die Bewehrung der einfassenden Bauteile beim Nachweis vernachlässigt wird, und das „Eingefasste Mauerwerk“ nur unter Berücksichtigung des unbewehrten Mauerwerks bemessen wird.

In untenstehender Tabelle (**Abb.2.117**) sind zusammenfassend die wichtigsten Unterschiede zwischen beiden Konstruktionsarten dargestellt.

Vergleich		
Ausgefachter Rahmen – Eingefasstes Mauerwerk		
	Ausgefachter Rahmen <small>(ohne konstr. Trennung zw. Rahmen und Wand)</small>	Eingefasstes Mauerwerk
Tragende Bauteile bei Schubbeanspruchung	Rahmen + Mauerwerk <small>(unplanmäßig)</small>	Mauerwerk + Einfassungen
Baureihenfolge	Rahmen vor Mauerwerk	Einfassungen nach Mauerwerk
Verbundwirkung zw. Rahmen und Wand	klein	groß
Biegesteife Ecken bei Rahmen/Einfassungen	ja	nein
Tragwerksmodell	Fachwerkmodell <small>(Mauerwerk=Druckdiagonale)</small>	Scheibe (Schubwand)
Eignung in Erdbebengebieten	schlecht	gut

Abb.2.117 – Vergleich Ausgefachter Rahmen – Eingefasstes Mauerwerk

Nachfolgend wurden einfache Beispiele für beide Konstruktionsarten mit Hilfe des FE-Programms Sofistik modelliert und deren Ergebnisse qualitativ miteinander verglichen. Die Untersuchungen erfolgten für den mittleren Wandabschnitt der in **Abb.2.118** dargestellten Konstruktion.

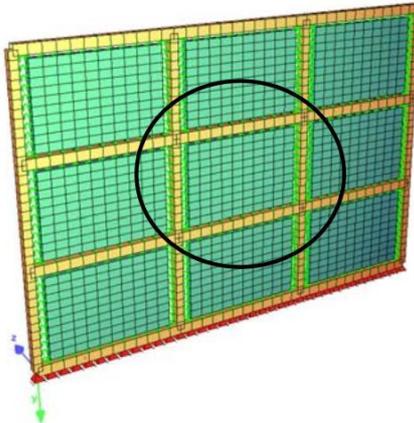
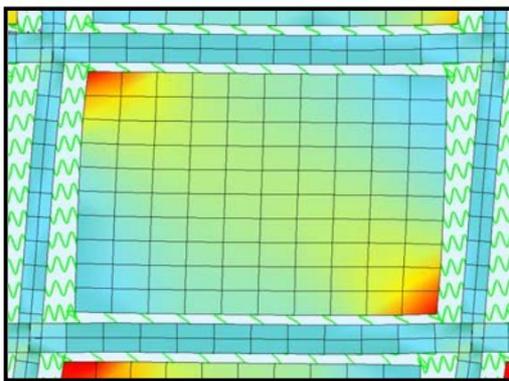


Abb.2.118 – Untersuchte Wand im FE-Modell

Vergleichsspannungen und Spannungstrajektorien für beide Konstruktionsarten sind in den **Abb.2.119** und **Abb.2.120** dargestellt.

Ausgefachter Rahmen



Eingefasstes Mauerwerk

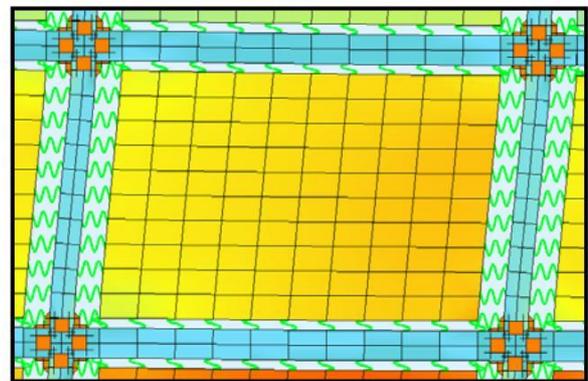


Abb.2.119 – Darstellung der Vergleichsspannungen

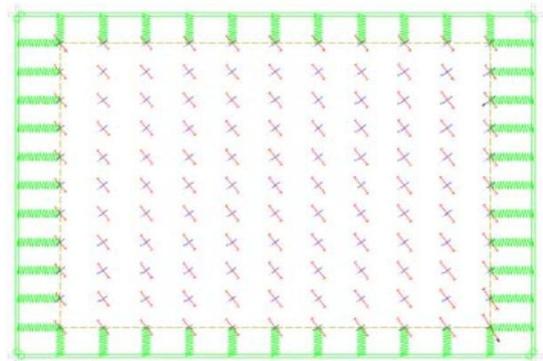
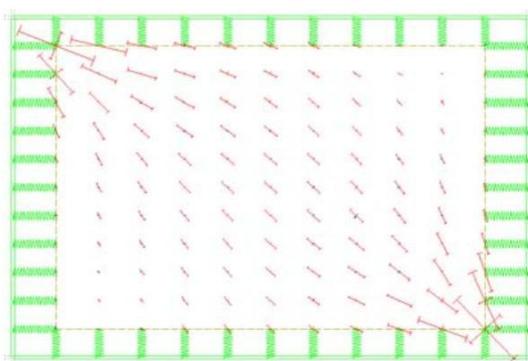
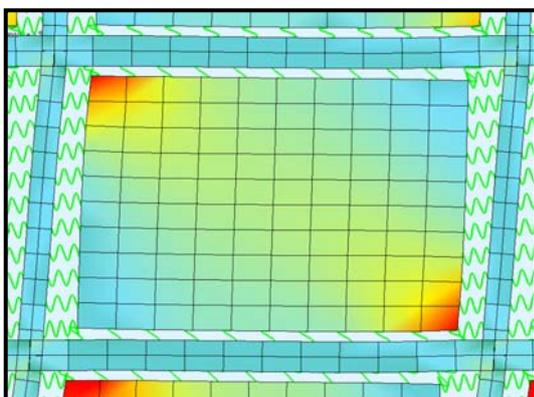


Abb.2.120 – Darstellung der Hauptspannungstrajektorien

Anhand der Vergleichsspannungen ist beim ausgefachten Rahmen deutlich die Ausbildung einer Druckdiagonale mit Spannungskonzentration in den Ecken erkennbar. Die Richtung der Spannungstrajektorien bestätigt den diagonalen Kräfteverlauf. Der Haftverbund (Kohäsion) in den Kontaktfugen ist wegen des nachträglichen Einbaus der Wand sehr klein, der Verbund über Reibung aufgrund fehlender vertikaler Lasten ebenso. Aus diesem Grund beginnen die Kontaktfugen beim Angriff von Horizontallasten von den Ecken ausgehend reißverschlussartig aufzureißen (siehe auch Abschn.2.3.5). Eine Krafteinleitung in die Wand ist nur in den Eckbereichen möglich, wo sich Rahmen und Mauerwerkswand gegeneinander abstützen.

Beim „Eingefassten Mauerwerk“ erfolgt der Bauablauf im Vergleich zum ausgefachten Rahmen in umgekehrter Reihenfolge, was die Verbundwirkung in den Kontaktfugen deutlich erhöht. Eine mögliche Verzahnung von Wand und Stützen/Riegeln (**Abb.2.116**) bewirkt nicht nur eine höhere Schubtrögfähigkeit, sondern bewirkt über die Haftscherfestigkeit in den vorhandenen Kontaktflächen der Verzahnungen senkrecht zu den Stabachsen eine erhöhte Zugfestigkeit (Verhinderung des Aufreißen der Kontaktfugen). Wand und Einfassung wirken gemeinsam als ein Bauteil. Die Schubkräfte werden gleichmäßig über die gesamte Wand abgetragen. Bei höheren Lasten wird der Verbund entlang der Kontaktfugen letztendlich aber auch schrittweise versagen und das Tragverhalten nähert sich sukzessive dem des ausgefachten Rahmens an, jedoch ohne biegesteife Ausbildung der Rahmenecken. Inwieweit die biegesteifen Ecken einen Einfluss auf das lokale Horizontaltragverhalten eines einzelnen ausgefachten Rahmens haben, soll im Folgenden kurz untersucht werden (siehe Abschn.2.8 für globale Betrachtung anhand von Mischsystemen). Dazu wurde das Modell des ausgefachten Rahmens in einem nächsten Schritt mit gelenkigen Knoten berechnet und die Ergebnisse der mittleren Wand denen der biegesteifen Variante gegenübergestellt.

Biegesteife Ecken



Gelenkige Ecken

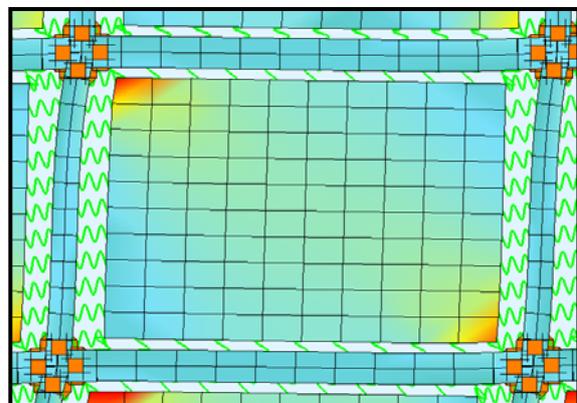


Abb.2.121 - Darstellung der Vergleichsspannungen

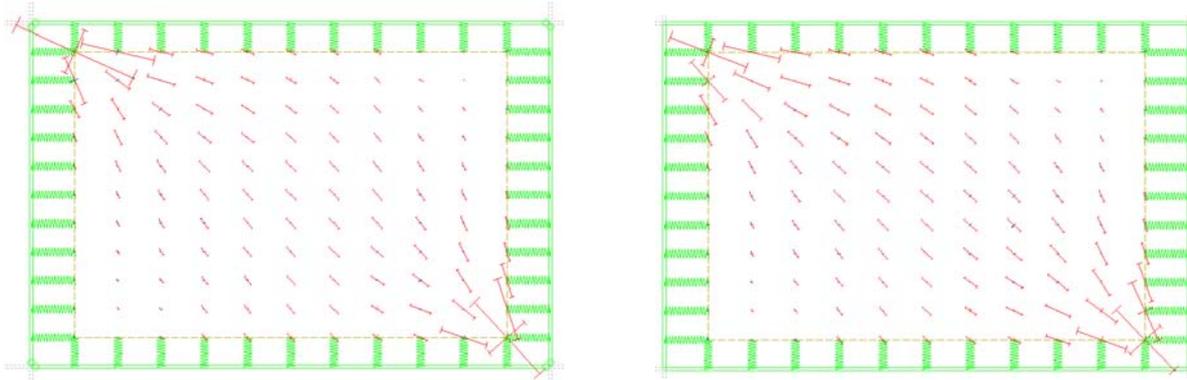


Abb.2.122 - Darstellung der Hauptspannungstrajektorien

Vergleichsspannungen (**Abb.2.121**) und Spannungstrajektorien (**Abb.2.122**) zeigen keine signifikanten Unterschiede. Die Werte der Hauptspannungen in der Mitte und in den Ecken der Mauerwerkswand sind bei der gelenkigen Variante geringfügig höher (im berechneten Beispiel maximal 10%). Der Grund hierfür liegt im größeren Traglastanteil des Mauerwerks im Vergleich zur Rahmenvariante. Mit biegesteifen Ecken beteiligt sich der Rahmen stärker am Lastabtrag. Der Zuwachs ist abhängig von der Horizontalsteifigkeit des Rahmens, er fällt jedoch im Vergleich zur Ausfachung gering aus. Die Normalkräfte in den Riegeln sind annähernd gleichgroß.

Ausgefachte Stahlrahmen könnten also auch ohne biegesteife Ecken als Stahlskelettbau mit ausgesteiften Feldern ausgeführt werden, ohne die ursprüngliche Horizontalsteifigkeit dadurch entscheidend zu vermindern.

Die Berücksichtigung des nichtelastischen Verhaltens von Bauwerken unter Erdbebenbelastung erfolgt über den Ansatz einer Duktilität in Form von Verhaltensbeiwerten q , mit denen die Erdbebenlasten abgemindert werden können. Der maßgebende Parameter zur Bestimmung von q ist die Verschiebeduktilität des Gesamttragwerks. In q ist somit der Einfluss des Materials, des Tragsystems, der konstruktiven Durchbildung und der Bemessungsmethode enthalten. Das nichtlineare Tragverhalten kann bei Mischkonstruktionen meist nur abgeschätzt werden.

Abb.2.123 zeigt abschließend eine Übersicht über die nach DIN 4149 [DIN4149] anzusetzenden Verhaltensbeiwerte q für beide Konstruktionsarten. Zusätzlich sind q -Werte für den Fall einer kompletten Trennung beider Bauteile entlang der Kontaktfugen angegeben. Die Duktilität eines reinen Stahlrahmens wird durch Hinzufügen einer mitwirkenden Ausfachung vermindert, dagegen erhöht sich der q -Wert der Ausfachung geringfügig.

Verhaltensbeiwerte q nach DIN 4149 (04.05)

	Stahlrahmen	Mauerwerk
Ausgefachter Rahmen	2,0	2,0
Eingefasstes Mauerwerk	-	2,0
konstr. Trennung durch Fuge	5... 8	1,5 (-2,0)

Abb.2.123 – Verhaltensbeiwerte q nach DIN 4149 (04.05)

3 Ausgefachte Rahmen bei Beanspruchung in Wandquerrichtung

3.1 Einleitung

Bodenbeschleunigungen infolge Erdbeben können in alle drei Richtungen des Raums auftreten. Die Untersuchungen im vorangegangenen Kapitel bezogen sich bisher nur auf in Wandlängsrichtung bzw. Wandebene der Ausfachung wirkende Horizontallasten. Jedoch bedeutet die ebenfalls häufig bei der Bemessung nicht berücksichtigte Beanspruchung quer zur Wandebene in der Praxis meist die größere Gefährdung für Menschenleben. Vertikalbeschleunigungen sind für den üblichen Hochbau in der Regel nicht relevant.

Bei mit Mauerwerk ausgefachten Rahmen sind die Wände zwar nichttragende Bauteile, d.h. Schäden an ihnen haben im Normalfall keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Tragwerks, jedoch stellen Ausfachungen beim Herausfallen aus der Rahmenebene eine beträchtliche Gefahr für Menschenleben dar (**Abb.3.1** und **Abb.3.2**).

Im folgenden Abschnitt sollen die Grundlagen für die Ermittlung der Standsicherheit von quer zu ihrer Ebene beanspruchten Ausfachungswänden aus Mauerwerk für unterschiedliche Lagerungsarten vorgestellt werden. Anschließend erfolgen anhand eines Modellgebäudes für die wichtigsten Einflussgrößen Parameteruntersuchungen zur Tragfähigkeit in Querrichtung. Hieraus werden Empfehlungen abgeleitet, innerhalb welcher Grenzen Ausfachungen aus Mauerwerk ohne zusätzliche konstruktive Maßnahmen in den stärksten Erdbebenzonen Deutschlands und des Irans ausgebildet werden können. Sind infolge sehr hoher Querbelastungen trotzdem zusätzliche konstruktive Maßnahmen erforderlich, wird für mögliche Lösungen an dieser Stelle auf Kapitel 4 verwiesen.

Im Rahmen von Nebenbetrachtungen erfolgen in diesem Kapitel außerdem Vergleiche zwischen den wichtigsten im Erdbebeningenieurwesen angewendeten dynamischen Berechnungsverfahren und zwischen den aktuell in Deutschland und dem Iran geltenden Erdbebennormen.



Abb.3.1 – Aus Rahmen herausgefallene Ausfachungen
[Bildquelle: Davood Urojzadeh]



Abb.3.2 – Zerstörte Ausfachungen
[Bildquelle: Davood Urojzadeh]

3.2 Dynamische Berechnungsverfahren

3.2.1 Vergleich allgemein

Quasistatische Methode (lineare statische Berechnung)

Die quasistatische Methode (auch Ersatzkraftverfahren oder vereinfachtes Antwortspektrenverfahren) ist kein dynamisches Berechnungsverfahren im eigentlichen Sinn. Die Genauigkeit ist im Bauwesen bei regelmäßigen und in der Höhe beschränkten Gebäuden jedoch oftmals ausreichend. Die Methode ist international in den meisten Erdbebennormen verankert. Ihre Anwendung ist allerdings an die Einhaltung bestimmter Kriterien gebunden. Kennzeichnend für dieses Berechnungsverfahren ist der Ersatz der dynamischen Last durch eine statische Horizontallast, die zeitunabhängig ist. Die Ersatzlast ergibt sich durch Multiplikation des Bauwerkseigengewichtes mit einem Erdbebenfaktor, in dem die Bodenbeschleunigung, die Art des Baugrunds, die Eigenfrequenz des Bauwerks, die Bedeutung des Bauwerks, die Dämpfung und eventuell plastisches Verhalten des Tragwerks berücksichtigt werden. Die horizontale Ersatzlast wird meistens in Anlehnung an die erste Eigenform über die Bauwerkshöhe verteilt.

Der Vorteil der quasistatischen Methode besteht im geringen Rechenaufwand durch die einfache Reduzierung der dynamischen Beanspruchung auf eine statische Horizontallast, vergleichbar z.B. mit den Lastfällen Wind oder Schiefstellung. Allerdings ist die Anwendung des Verfahrens auf regelmäßige Gebäude beschränkt und liefert teilweise Ergebnisse, die weit auf der sicheren Seite liegen. In Kombination mit einer Kapazitätsbemessung kann bei einfachen Gebäuden ein hoher Grad der Erdbebensicherung erzielt werden.

Antwortspektrenmethode (lineare dynamische Berechnung)

Bei dieser Methode werden im Gegensatz zum Ersatzkraftverfahren alle maßgebenden Eigenformen berücksichtigt und die Beanspruchung des Tragwerks durch spezielle Superposition ermittelt. Dabei sind alle Modalformen zu berücksichtigen, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen. Dies ist laut EC8 [DINEN1998] erfüllt, wenn „die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge...mindestens 90% der Gesamtmasse des Bauwerks“ beträgt.

Voraussetzung für die Berechnung ist das Vorliegen eines Antwortspektrums, das folgendermaßen ermittelt werden kann. Einmassenschwinger mit verschiedenen Eigenfrequenzen und Dämpfungszahlen werden dynamischen Lasten (aus mehreren Erdbeben an einem Ort) ausgesetzt und die Maximalwerte für Auslenkung, Geschwindigkeit und Beschleunigung erfasst. Diese Maximalwerte werden danach in Abhängigkeit der Eigenfrequenz in Diagrammen aufgetragen und ergeben nach Glättung der Kurve ein Antwortspektrum, aus dem der Bauingenieur die maximalen „Antworten“ des Bauwerks bei Kenntnis der Bauwerkseigenfrequenzen ablesen kann. Jede berücksichtigte Eigenfrequenz hat einen Anteil an der Gesamtschnittkraft. Da die Maximalwerte nicht zu gleichen Zeitpunkten auftreten und somit die maximale elastische Antwort nicht exakt ermittelt werden kann, erfolgt die Überlagerung auf Grundlage von Wahrscheinlichkeiten. Übliche Verfahren

sind SRSS (Wurzel der Quadratsumme) oder CQC (vollständige quadratische Kombination). Dabei ist zu beachten, dass dieses Rechenverfahren keine Vorzeichen berücksichtigt, d.h. alle Schnittgrößen und Spannungen können jeweils mit beiden Vorzeichen auftreten. Das Antwortspektrenverfahren kann bei mittlerem Rechenaufwand auch für unregelmäßige Bauwerke angewendet werden und ist im Bauingenieurwesen derzeit die gebräuchlichste Methode bei der Erdbebenbemessung unregelmäßiger und/oder besonders wichtiger Bauwerke. Es ist im Gegensatz zum Ersatzkraftverfahren besonders zum Nachweis von bestehenden Gebäuden geeignet, da sich die für die Berechnung wichtige Größe der Eigenfrequenz vor Ort messen lässt und somit Unsicherheiten hinsichtlich des dynamischen Tragwerksverhaltens beschränkt werden können.

Zeitverlaufsmethode (nichtlineare dynamische Berechnung)

Für dieses Rechenverfahren müssen die exakten Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung, die entweder während eines Erdbebens gemessen oder künstlich erzeugt wurden, vorliegen. Das System der Bewegungsdifferentialgleichungen wird für das gesamte Tragwerk im betrachteten Zeitbereich integriert. Es werden Berechnungen für mindestens drei Zeitverläufe benötigt, um akzeptable Ergebnisse zu erzielen. Bei linear-elastischen Systemen erhält man durch Überlagerung der üblicherweise ersten 3 bis 6 modalen Antworten (Time History Modal Analysis) den Gesamtverlauf der Schwingungsantworten in den verschiedenen Eigenformen. Bei nichtlinearem Bauwerksverhalten ist eine direkte Integration der Matrizendifferentialgleichungen erforderlich (Step-by-Step-Analysis). Der Rechenaufwand für die Zeitverlaufsmethode ist um eine Größenordnung höher als beim Antwortspektrenverfahren, liefert dabei jedoch die genauesten Ergebnisse. Für weitergehende Informationen wird auf [Fle93] verwiesen.

In **Abb.3.3** sind die Merkmale der drei Verfahren tabellarisch zusammengefasst [Bac02b].

	Ersatzkraft- verfahren	Antwortspektren- verfahren	Zeitverlaufs- verfahren
Art der Berechnung	statische, lineare Berechnung	dynamische, lineare Berechnung	dynamische, nichtli- neare Berechnung
Einsatzzweck (vorwiegend)	Bemessung	Bemessung/Nachweis	Nachweis
Aufwand	relativ klein	mittel	gross
Anwendungsbereich	regelmässige und normale Bauwerke	unregelmässige und/oder bedeutendere Bauwerke	
Bemessungs- bzw. Nachweisgrössen	Tragwiderstand Verformungen	Tragwiderstand Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf Verformungen
Bemessungs- bzw. Nachweis-Erdbeben	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Beschleunigungs- Seismogramme

Abb.3.3 – Vergleich dynamischer Berechnungsverfahren im Erdbebeningenieurwesen [Bac02b]

3.2.2 Vergleich der Ergebnisse des Ersatzkraftverfahrens und Antwortspektrenverfahrens anhand eines Beispiels

Im Folgenden sollen für die Ausfachung eines Beispielgebäudes die Einwirkungen aus Erdbeben quer zur Wand nach dem Ersatzlastverfahren [Tom99] und dem Antwortspektrenverfahren an einem Beispiel im Iran ermittelt und anschließend die Ergebnisse miteinander verglichen werden. Für das Ersatzlastverfahren wird auf ein vom Autor geschriebenes Excelprogramm in Verbindung mit der Software ETABS zurückgegriffen, für das aufwändigere Antwortspektrenverfahren erfolgt die Berechnung mit der FE-Software Sofistik. Diese bietet standardmäßig verschiedene Normspektren an, ermöglicht aber auch die Eingabe eigener Funktionsverläufe. Dadurch konnte das Antwortspektrum aus der iranischen Norm Standard No.2800 (**Abb.3.6** aus [Ira99]) über die Sofistik-Eingabemaske für EC8-Spektren (**Abb.3.5**) implementiert werden. Die Bodenklasse B nach EC8 (**Abb.3.4**) entspricht dem Bodentyp II nach Standard No.2800. Der Verhaltensbeiwert q wurde mit 2,0 festgelegt.

Tabelle 3.2 — Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1

Baugrundklasse	s	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Abb.3.4 – Parameterwerte (aus [DIN4149])

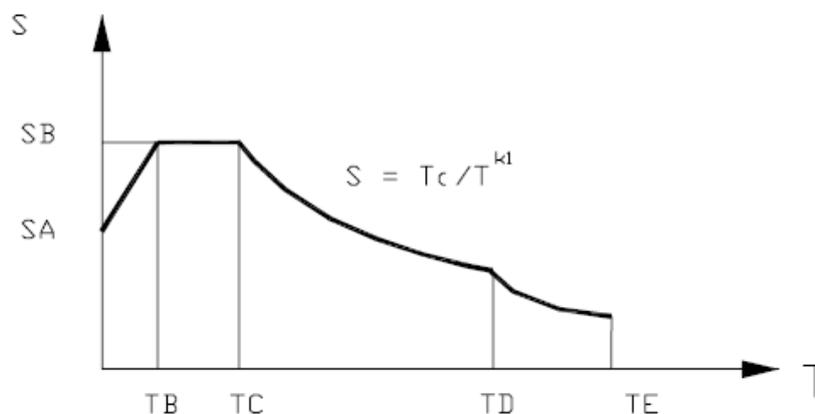


Abb.3.5 – EC8-Spektren (aus [DINEN1998])

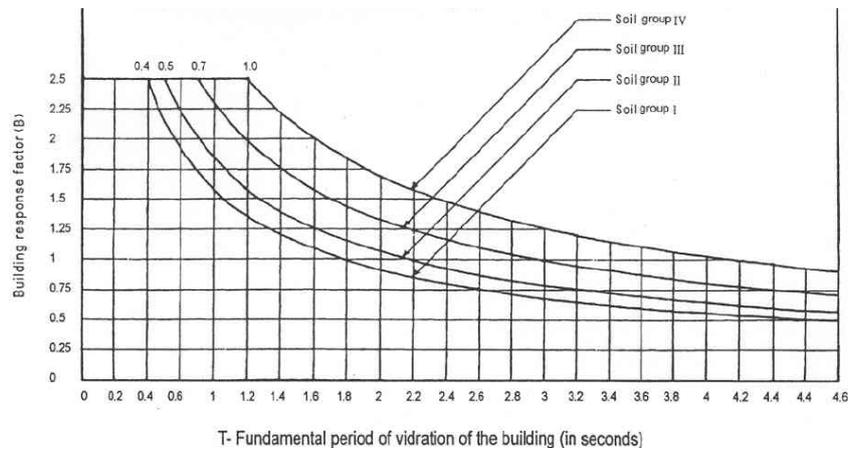


Abb.3.6 – Bemessungsantwortspektrum aus iranischer Erdbebennorm [Ira99]

Das Antwortspektrum für die Vergleichsberechnung wurde in Sofistik mit den Werten aus untenstehender Tabelle (**Abb.3.7**) eingegeben.

Bezeichnung	EC 8	No. 2800	gewählt
T_B	0,15s	0s	0s
T_C	0,50s	0,50s	0,50s
T_D	2,00s	-	2,00s
T_E	-	4,6s	4,6s
S_A	=S=1,2	2,5	=S_B=3,0
S_B	=2,5*S*η=3,0	2,5	3,0
k_1	-	0,60	0,60
k_2	-	0,80	0,80

Abb.3.7 – Gewählte Parameter für EC8-Spektrum in Sofistik

Für das Modellgebäude wurden folgende Parameter festgelegt:

Stockwerke:	5
Rahmenhöhe:	3,00 m
Rahmenbreite:	5,00 m
Wanddicke:	0,24 m
Wandwichte:	10 kN/m ²
Wandlagerung:	zweiseitig
Steine:	Hochlochziegel, SFK 8
Mörtel:	Ila
E-Modul:	4200 MN/m ²
Bodenbeschleunigung:	0,20g
Eigenschwingdauer Wand:	0,04s
1.Eigenschwingdauer Gebäude	0,30s

In **Abb.3.8** sind für das untersuchte Beispiel ($S_B = 3,0$) die maximalen Biegemomente in Wandmitte für alle Geschosse bei Ermittlung nach beiden Verfahren für eine zweiseitige Lagerung dargestellt.

	Geschoss	Antwortspek- trenverfahren M [kNm]	Ersatzlast- verfahren M [kNm]	Differenz [%]
$S_B=2,5$	5	0,58	0,88	52
	4	0,50	0,79	58
	3	0,42	0,70	67
	2	0,32	0,60	88
	1	0,16	0,51	219
$S_B=3,0$	5	0,69	0,88	28
	4	0,60	0,79	32
	3	0,50	0,70	40
	2	0,39	0,60	54
	1	0,19	0,51	168
$S_B=3,5$	5	0,81	0,88	9
	4	0,70	0,79	13
	3	0,58	0,70	21
	2	0,45	0,60	33
	1	0,22	0,51	132

Abb.3.8 – Abweichung der Biegemomente bei Berechnung nach Antwortspektren- und Ersatzlastverfahren

Die Abweichungen betragen zwischen 28% und 54% für die Biegemomente in den oberen Geschossen, im Erdgeschoss sogar 168%. Das Ersatzlastverfahren liegt somit weit auf der sicheren Seite, wenn man davon ausgeht, dass bei Berücksichtigung mehrerer Eigenformen wirklichkeitsnähere Lasten angesetzt werden. Bei Vergleichberechnungen in anderen Untersuchungen lagen die Abweichungen in ähnlichen Größenordnungen [Lud04, Mes07, Per05].

Es erfolgten zusätzliche Berechnungen für andere Böden. Nach EC 8 kann der Bodenparameter S_B zwischen den Werten 2,5 und 3,5 liegen (zwischen Baugrundklasse A und E nach **Abb.3.4**). Die Differenzen zwischen den Biegemomenten sind für diese Extremwerte ebenfalls in **Abb.3.8** dargestellt. Die Abweichungen sind wiederum sehr groß, die Werte für das Ersatzkraftverfahren liegen weiterhin deutlich über denen des Antwortspektrenverfahrens.

Die Ersatzlast wird unabhängig vom Verlauf eines Antwortspektrums $S_e(T)$ bestimmt. Neben der auf die Gesamthöhe des Bauwerks bezogenen Höhenlage der Ausfachung und der Bodenbeschleunigung geht lediglich noch das Verhältnis der Eigenfrequenzen von Einzelwand und Gesamttragwerk in die Berechnung des Erdbebenfaktors ein.

Weitere Gründe für die großen Unterschiede zwischen beiden Verfahren sind die in den Normen angegebenen sehr groben Abschätzformeln für Eigenfrequenzen und Abweichungen bei der Größe der berücksichtigten Gesamt- bzw. Modalmasse.

Es kann zusammenfassend festgehalten werden, dass das Ersatzkraftverfahren in jedem Fall die konservativere der beiden Methoden ist. Die Unterschiede betragen im Beispiel für die Obergeschosse bei Beanspruchung in Querrichtung bis zu 90 Prozent. In Längsrichtung der Ausfachung liegt die Abweichung für mehrgeschossige Bauten im Durchschnitt bei 20-30% [Per05]. Im EC8 wird dies beim Ersatzkraftverfahren durch die Einführung eines Korrekturfaktors berücksichtigt.

Im Rahmen dieser Arbeit ist die Anwendung des Ersatzkraftverfahrens gerechtfertigt, da bei den untersuchten Beispielgebäuden sämtliche Regelmäßigkeitskriterien bezüglich Grund- und Aufriss sehr gut erfüllt sind. Unsicherheiten hinsichtlich des tatsächlichen dynamischen Tragwerksverhaltens von Strukturen mit ausgefachten Rahmen werden gut abgedeckt.

3.3 Grundlagen Bemessung Ausfachung

3.3.1 Tragfähigkeitsnachweise für Mauerwerkswände bei Erdbebenbeanspruchung senkrecht zur Wandebene

a) Ermittlung der Erdbebenlast

Analog zur bereits beschriebenen quasistatischen Methode schlägt Tomazevic [Tom99] für die Ermittlung der auf die Wand einwirkenden Horizontallast F_a infolge Erdbeben folgenden Ansatz für eine Ersatzlast vor:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad \text{mit} \quad S_a = \frac{3a \cdot \left(1 + \frac{Z}{H_{tot}}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2}$$

F_a	=	im Wandschwerpunkt wirkende Ersatzlast
W_a	=	Wandeigengewicht
γ_a	=	Bedeutungsbeiwert Gebäude
q_a	=	Verhaltensbeiwert (=2,0 nach DIN 4149:2005-04)
S_a	=	Erdbebenfaktor
a	=	Bemessungsbodenbeschleunigung im Verhältnis zu g
T_a	=	Eigenfrequenz der Einzelwand
T_1	=	Eigenfrequenz des Gesamtbauwerks
Z	=	Höhe des Wandschwerpunkts über Gelände
H_{tot}	=	Gesamthöhe des Bauwerks

Durch die Verstärkung der Bodenbeschleunigung wirken auf Wände in höheren Stockwerken größere Erdbebenlasten als in unteren Etagen (**Abb.3.9**). Die Querschwingung der Ausfachung ist dabei abhängig vom dynamischen Verhalten des Gesamtbauwerks. Dies wird bei der Ermittlung der Erdbebenlast über das Verhältnis der Eigenschwingdauern T_a / T_1 berücksichtigt. Je weiter diese Werte auseinander liegen, desto kleiner wird die Ersatzlast. Bei Annäherung von T_a an T_1 kann es durch Resonanz zu einer großen Verstärkung der Bodenbeschleunigung kommen.

Für den Verhaltensbeiwert q_a empfiehlt Tomazevic [Tom99] einen Wert von 2,0. Die deutsche Erdbebennorm DIN 4149 (04.05) [DIN4149] nutzt für nichttragende Bauteile den gleichen Rechenansatz zur Ermittlung einer Ersatzlast. Dort beträgt q ebenfalls 2,0. Ein anderes Näherungsverfahren zur Bestimmung der Ersatzlast, welches dagegen Stockwerksbeschleunigungen berücksichtigt, beschreibt Bachmann in [Bac02b].

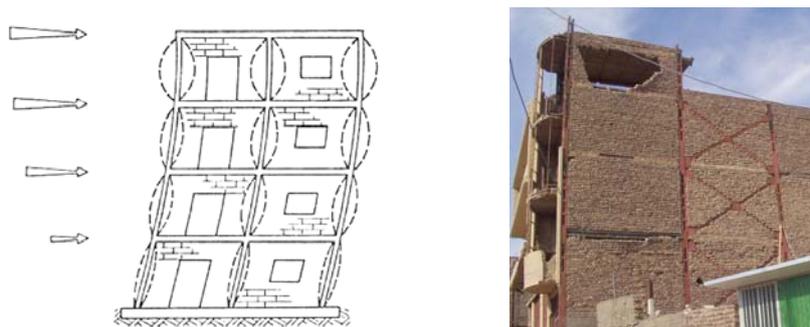


Abb.3.9 – Querbeanspruchung von Ausfachungen (Bildquellen: [Tom99] und Davood Urojzadeh)

b) Ermittlung der Biegemomente und der vorhandenen Biegezugspannungen

Nach Bachmann [Bac97] und der aktuellen Fassung des EC6 [DINEN1996] existieren für die Bemessung von Mauerwerk bei Plattenbeanspruchung das Bogenmodell und das Plattenmodell. Ist eine ausreichende Normalkraft vorhanden, kann beim Bogenmodell N in einem Druckbogen wirkend angenommen werden. Multipliziert man N mit dem Bogenstich, ergibt sich daraus das maximal aufnehmbare Biegemoment infolge Querbelastung für eine vertikale Spannrichtung. Ist die Normalkraft N jedoch zu klein, muss die Wand als biegebeanspruchte Platte mit Biegezugfestigkeiten in einer bzw. zwei Richtungen angenommen werden (Plattenmodell). Dabei werden die Momente in Anlehnung an die Bruchlinientheorie des Stahlbetonbaus ermittelt.

Da das Mauerwerk in ausgefachten Rahmen in vertikaler Richtung lediglich durch sein Eigengewicht beansprucht wird, ist für Ausfachungen beim Abtrag von Querlasten nur das Plattenmodell anwendbar.

1. Wände ohne Halterung - Kragwände

Viele Mauerwerkswände werden ohne seitliche oder obere Halterung hergestellt. Wenn die Resultierende aus Erdbebenlast und Wandeigenlast außerhalb der Grundfläche liegt, kann es in der Sohlfuge zu Rissen kommen (wenn keine Zugfestigkeit angenommen wird).

Das maximale Biegemoment am Wandfuß beträgt

$$M_{Ed} = q_d \cdot \frac{H^2}{2} \quad \text{mit } q_d = \text{Bemessungsflächenlast}$$

Somit ergibt sich die vorhandene Biegespannung am Wandfuß zu

$$\text{vorh. } f_{xd1} = \frac{M_{Ed}}{d_a^2 / 6} = \frac{3 \cdot q_d \cdot H^2}{d_a^2} \leq \frac{\text{zul. } f_{xk1}}{\gamma_M}$$

2. Zweiseitig gelagerte Wände

Als zweiseitig gelagert gelten Wände,

- die nur am Wandkopf und –fuß gehalten sind (vertikale Spannrichtung),
- die an allen vier Seiten gehalten sind, aber keine Stoßfugenvermörtelung besitzen (vertikale Spannrichtung),
- die bis auf eine vertikale Seite an allen Seiten gehalten sind, aber keine Stoßfugenvermörtelung besitzen (vertikale Spannrichtung),
- im oberen Bereich, wenn bis auf den oberen Rand alle Seiten gehalten sind und die Stoßfugen vermörtelt sind (horizontale Spannrichtung).

Die maximalen Biegemomente in Wandmitte betragen

$$M_{Ed} = q_d \cdot \frac{H^2}{8} \quad \text{bzw.} \quad M_{Ed} = q_d \cdot \frac{B^2}{8} \quad \text{mit } q_d = \text{Bemessungsflächenlast}$$

Die vorhandenen Biegespannungen in Feldmitte betragen

$$\text{vorh. } f_{xd1} = \frac{M_{Ed}}{d_a^2/6} = \frac{3 \cdot q_d \cdot H^2}{4 \cdot d_a^2} \leq \frac{\text{zul. } f_{xk1}}{\gamma_M} \quad \text{bzw.} \quad \text{vorh. } f_{xd2} = \frac{M_{Ed}}{d_a^2/6} = \frac{3 \cdot q_d \cdot B^2}{4 \cdot d_a^2} \leq \frac{\text{zul. } f_{xk2}}{\gamma_M}$$

3. Dreiseitig/vierseitig gelagerte Wände

Die Annahme der Lagerung der Mauerwerkswände bei der Schnittgrößenermittlung ist abhängig von der Vermörtelung der Stoßfugen. Aus den Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerksbau e.V. [DGfM02] wurde das Schema in **Abb.3.10** entwickelt. Sind die Stoßfugen nicht vermörtelt, kann nur eine zweiseitige Lagerung angenommen werden. Eine Kombination aus fehlender oberer Lagerung und Nichtvermörtelung der Stoßfugen ist unzulässig.

Annahme der Lagerung für das statische System (nach DGfM)

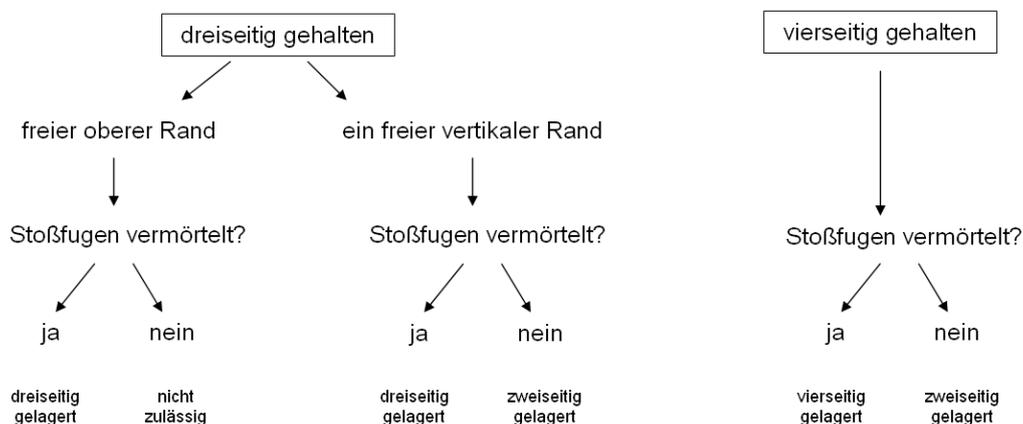


Abb.3.10 – Annahme der Lagerung für das statische System

Bei drei- und vierseitig gelagerten Wänden kommt es zu Plattenbiegemomenten in zwei Richtungen. Bei der Ermittlung der Momente ist zu beachten, dass der Verbundwerkstoff Mauerwerk kein homogenes Material ist. Er besitzt unterschiedliche Steifigkeiten in horizontaler und vertikaler Richtung. Zur Berücksichtigung dieser Eigenschaft führt der Eurocode 6 [DINEN1996] den Orthotropiekoeffizienten μ ein, der gleich dem Verhältnis aus den Biegezugfestigkeiten senkrecht und parallel zur Lagerfuge ist. In Abhängigkeit der Wandlagerung, des Verhältnisses Wandhöhe zu Wandlänge und von μ lassen sich (ähnlich den Verfahren Pieper/Martens oder Czerny bei Stahlbetonplatten) Momentenverteilungszahlen α_1 und α_2 aus Tabellen für die Schnittgrößenermittlung bestimmen. Jäger machte in [Jäg05b] einen Vorschlag zur Anpassung dieser Momentenverteilungszahlen, da insbesondere bei Wänden mit kleinen Seitenverhältnissen ($B/H < 1$) die Tragfähigkeit der Mauerwerkswände viel zu progressiv eingeschätzt wurde.

Für Biegemomente mit Bruchebene parallel zu den Lagerfugen gilt:

$$M_{Ed} = \alpha_1 \cdot q_d \cdot H^2 \quad \text{mit } q_d = \text{Bemessungsflächenlast}$$

Die Berechnung der vorhandenen Biegespannung f_{xk1} erfolgt wie bei einer oben und unten zweiseitig gehaltenen Wand.

Für Biegemomente mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen gilt:

$$M_{Ed} = \alpha_2 \cdot q_d \cdot B^2 \quad \text{mit } q_d = \text{Bemessungsflächenlast}$$

Aufgrund der Inhomogenität des Materials Mauerwerk hat das Vorhandensein einer Stoßfugenvermörtelung Einfluss auf die Ermittlung der vorhandenen Spannungen. **Abb.3.13** [Gas06] gibt eine Übersicht über die allgemeine Ermittlung der vorhandenen (und zulässigen) Spannungen bei Versagen mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen nach Mann [Man92].

In untenstehenden Abbildungen ist jeweils der Verlauf der Hauptspannungen bei einachsiger Biegebeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen (**Abb.3.11**) bzw. parallel zu den Lagerfugen (**Abb.3.12**) dargestellt. Bei Biegebeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen erfolgt der Lastabtrag durch die Haftzugfestigkeit des Verbundes in den Mörtelfugen, bei Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen hingegen hauptsächlich durch die Haftscherfestigkeit des Verbundes in den Mörtelfugen. Bei zweiachsiger Biegebeanspruchung ergibt sich eine Kombination aus beiden Spannungszuständen.

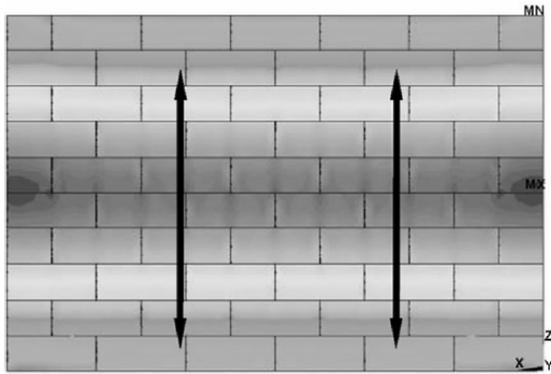


Abb.3.11 – Hauptspannungen bei einachsiger Biegebeanspruchung senkrecht zu Lagerfugen (Bildquelle: [Jäg05b])

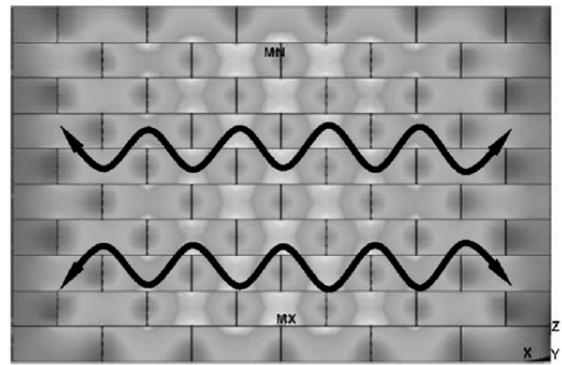


Abb.3.12 – Hauptspannungen bei einachsiger Biegebeanspruchung parallel zu Lagerfugen (Bildquelle: [Jäg05b])

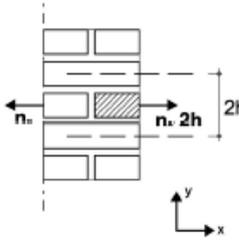
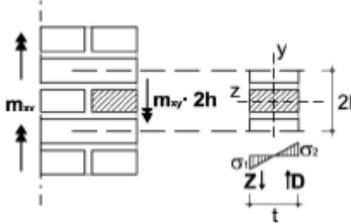
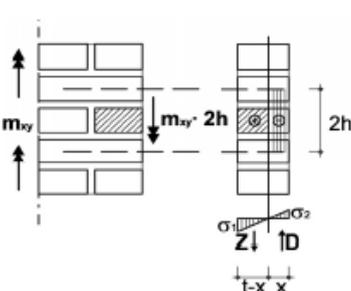
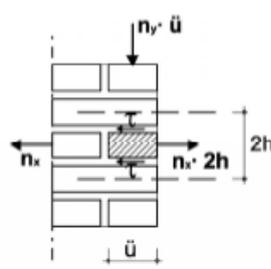
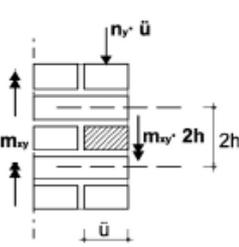
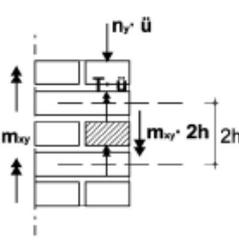
		Biegespannungen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge $f_{x,2}$	
		n_x	m_{xy}
Steinversagen	ohne Fugenvermörtelung	$\frac{2 \cdot n_x}{t} + \frac{12 \cdot m_{xy}}{t^2} \leq f_{x,ST}$	
	mit Fugenvermörtelung		 $\frac{12 \cdot m_{xy}}{t^2} \leq f_{x,ST}$
		$\frac{n_x \cdot 2 \cdot h}{h \cdot t} \leq f_t$	 $Z = D ;$ $\sigma_1 / (t - x) = \sigma_2 / x ;$ $x = 0,4142 \cdot t ;$ $\sigma_1 = \sqrt{2} \cdot \sigma_2$ $\sigma_1 = 2 \cdot m_{xy} \cdot 5,12 / t^2$ $\sigma_1 \leq f_{x,ST}$
			$\frac{2 \cdot n_x}{t} + \frac{10,24 \cdot m_{xy}}{t^2} \leq f_{x,ST}$
Fugenversagen	ohne Fugenvermörtelung	$\frac{n_x}{t \cdot \ddot{u}} + \frac{3 \cdot m_{xy} \cdot h}{t \cdot \ddot{u}^2} \leq (f_{vo} + \mu_C \cdot \frac{n_y}{t})$	
	mit Fugenvermörtelung		 $t > \ddot{u} ; W_T = \frac{1}{3} \cdot \ddot{u}^2 \cdot t$ $\frac{3 \cdot m_{xy} \cdot h}{t \cdot \ddot{u}^2} \leq (f_{vo} + \mu_C \cdot \frac{n_y}{t})$
		$\frac{n_x}{t \cdot \ddot{u}} \leq (f_{vo} + \mu_C \cdot \frac{n_y}{t})$	 $\frac{N_\tau}{\ddot{u} \cdot t} + \frac{M_\tau}{\ddot{u} \cdot t^2} \leq (f_{vo} + \mu_C \cdot \frac{n_y}{t})$
			

Abb.3.13 – Vorhandene Biegespannungen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge (aus [Gas06])

c) Zulässige Biegezugspannungen f_{xk1} und f_{xk2}

1. Zulässige Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge

Der Unterschied zwischen deutscher und europäischer Normung besteht darin, dass nach DIN1053-100 (auch DIN 1053-1) bei tragenden Bauteilen keine Zugfestigkeiten senkrecht zu den Lagerfugen angesetzt werden dürfen. Vorhandene Tragfähigkeitsreserven des Mauerwerks bleiben ungenutzt. Hier ist die Aufnahme von Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge nur bei Vorhandensein von Normalkräften möglich. Im Rahmen einer zukünftigen europäischen Harmonisierung der Normen wird der Ansatz von Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge unter Berücksichtigung von Haftzugfestigkeiten diskutiert. Die Materialprüfanstalt Hannover führte dazu umfangreiche Untersuchungen durch. Dort wurden für f_{xk1} Werte von mindestens $0,20 \text{ N/mm}^2$ (Ziegelmauerwerk mit Normalmörtel) ermittelt. Die Ergebnisse zeigen außerdem Abhängigkeiten der Werte von der Saugfähigkeit der Ziegel und von der Prüfkörperdicke [MPA02]. Nach der deutschen Fassung des EC6 [DINEN1996] können jedoch Zugspannungen in beiden Richtungen angesetzt werden. Zulässige Spannungen für f_{xk1} und f_{xk2} sind dort als Pauschalwerte angegeben (**Abb.3.14** und **Abb.3.17**).

Werte für f_{xk1} , Bruchebene parallel zu den Lagerfugen

Mauersteine	f_{xk1} (N/mm ²)			
	Normalmörtel		Dünnbettmörtel	Leichtmörtel
	$f_m < 5 \text{ N/mm}^2$	$f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$		
Ziegel	0,10	0,10	0,15	0,10
Kalksandstein	0,05	0,10	0,20	nicht verwendet
Betonstein	0,05	0,10	0,20	nicht verwendet
Porenbetonstein	0,05	0,10	0,15	0,10
Betonwerkstein	0,05	0,10	nicht verwendet	nicht verwendet
Maßgerechter Naturstein	0,05	0,10	0,15	nicht verwendet

Abb.3.14 – Zulässige Spannungen f_{xk1} (aus [DINEN1996])

Bei Ziegelmauerwerk kann demnach immer mit einer Biegezugfestigkeit f_{xk1} von mindestens $0,10 \text{ N/mm}^2$ gerechnet werden. Auch die Schweizer Mauerwerksnorm SIA V177 schlägt diesen Wert vor. Voraussetzung dafür ist jedoch eine gute Ausführungsqualität auf der Baustelle. In [Schm04] wurden verfügbare Versuchswerte ausgewertet, wonach bei Mauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel für f_{x1} mit einem charakteristischen Wert von $0,05 \text{ N/mm}^2$ gerechnet werden kann. Im Hinblick auf kommende Normen ist der Autor davon überzeugt, dass ein solcher Wert Eingang in zukünftige Regelwerke finden wird. Deshalb wird in dieser Arbeit zur Ausnutzung kleiner Tragreserven auf der sicheren Seite liegend ein Wert von $f_{xk1} = 0,05 \text{ N/mm}^2$ für zulässige Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge angesetzt. Im Versagensfall tritt bei Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge eine Bruchebene parallel zu den Lagerfugen auf (**Abb.3.15**).

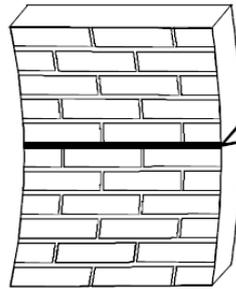


Abb.3.15 – Bruchebene parallel zu Lagerfugen (Bildquelle: [DINEN1996])

2. Zulässige Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge

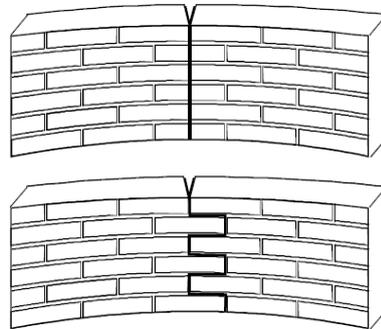


Abb.3.16 – Bruchebene senkrecht zu Lagerfugen (Bildquelle: [DINEN1996])

Bei Zugspannungen parallel zur Lagerfuge kann es neben Versagen des Steinmaterials auch zu Fugenversagen kommen. Mögliche Rissbilder sind in **Abb.3.16** dargestellt. Die rechnerische Ermittlung zulässiger Biegezugfestigkeiten bei Versagen mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen nach Mann [Man92] kann der **Abb.3.13** [Gas06] entnommen werden. Alternativ dazu sind in der deutschen Fassung des EC6 [DINEN1996] Zahlenwerte für f_{xk2} in Abhängigkeit der Steinart und des Mörtels angegeben (**Abb.3.17**). Vergleiche zwischen den Versuchswerten und dem Modellansatz nach Mann ergaben keine ausreichend gute Übereinstimmung. Es sind also künftig noch Weiterentwicklungen erforderlich.

Mauersteine		f_{xk2} (N/mm ²)			
		Normalmörtel		Dünnbettmörtel	Leichtmörtel
		$f_m < 5$ N/mm ²	$f_m \geq 5$ N/mm ²		
Ziegel		0,20	0,40	0,15	0,10
Kalksandstein		0,20	0,40	0,30	nicht verwendet
Betonstein		0,20	0,40	0,30	nicht verwendet
Porenbetonstein	$\rho_d < 400$ kg/m ³	0,20	0,20	0,20	0,15
	$\rho_d \geq 400$ kg/m ³	0,20	0,40	0,30	0,15
Betonwerkstein		0,20	0,40	nicht verwendet	nicht verwendet
Maßgerechter Naturstein		0,20	0,40	0,15	nicht verwendet

Abb.3.17 - Zulässige Spannungen f_{xk2} (aus [DINEN1996])

d) Nachweis Plattenschub

Außer durch Plattenbiegemomente werden Querlasten auch über Plattenschub abgetragen. Die auftretenden Querkräfte sind an den gelagerten Plattenrändern am größten und müssen sicher in die Auflager abgeleitet werden. Die Ansätze beim Nachweis nach DIN1053-1, DIN1053-100 und DIN EN 1996-1-1 (EC6) sind gleich [DIN1053-1, DIN1053-100, DINEN1996]. Die aufnehmbare Schubspannung setzt sich jeweils aus zwei Anteilen zusammen, einem Kohäsionsanteil (Haftscherfestigkeit) und einem Reibungsanteil infolge Normalspannung in der Lagerfuge. Bei Ausfachungen entfällt der Reibungsanteil, da bei ausgefachten Rahmen die Deckenlasten über die Rahmenriegel abgetragen werden. In **Abb.3.18** sind die den zuvor genannten Normen entnommenen ansetzbaren Rechenwerte bzw. charakteristischen Werte der Haftscherfestigkeiten von Ziegelmauerwerk in Abhängigkeit der Mörtelgruppe in N/mm² angegeben.

Mauerwerksnorm	Formelzeichen	MG I	MG II	MG IIa	MG III	MG IIIa
DIN 1053-1	β_{RHS}	0,02	0,08	0,18	0,22	0,22
DIN 1053-100	f_{vko}	0,02	0,08	0,18	0,22	0,26
DIN EN 1996-1-1	f_{vko}	0,10	0,20	0,20	0,30	0,30
		M1-M2	M2,5-M9		M10-M20	

[N/mm²]

Abb.3.18 – Ansetzbare Haftscherfestigkeiten von Mörteln nach verschiedenen Normen

Die Gesamtsicherheiten liegen beim globalen Sicherheitskonzept (DIN 1053-1) mit $\gamma=2,0$ und beim Teilsicherheitskonzept (DIN 1053-100 und DIN EN 1996-1-1) mit $\gamma_{G,Q} \cdot \gamma_M = (1,35 \dots 1,50) \cdot 1,5 = 2,03 \dots 2,25$ in nahezu gleichen Größenordnungen. Im Lastfall Erdbeben darf nach DIN 4149 auf Materialseite $\gamma_M=1,2$ gesetzt werden.

Der Nachweis gegen Plattenschub nach DIN EN 1996-1-1 lautet:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad \text{mit} \quad V_{Rd} = \frac{f_{vko} \cdot d_a \cdot l_c}{\gamma_M}$$

Der Nachweis der Biegezugspannungen ist für die Bemessung von Mauerwerk bei Beanspruchung quer zur Wand meistens maßgebend. Der Nachweis des Plattenschubs kann deshalb i.d.R. vernachlässigt werden. In **Abb.3.19** wird exemplarisch für eine Ausfachung mit ungünstigen Randbedingungen der Nachweis gegen Plattenschub im Lastfall Erdbeben geführt (zusätzlich muss für Außenwände überprüft werden, ob der Lastfall Wind evtl. maßgebend wird). Selbst in der stärksten Erdbebenzone Irans, bei großen

Geschosshöhen und niedrigen Mörtelgruppen kann der Nachweis erbracht werden. Aufgrund der geringen Auslastung müsste die Lasteinleitung der ausfachenden Wand in den Rahmen außerdem nicht kontinuierlich über die gesamte Riegel- bzw. Stützenlänge erfolgen. Eine obere Halterung, die nur entlang der Hälfte des Rahmenriegels verläuft, wäre ausreichend. Dabei sollten die gestützten Bereiche jedoch gleichmäßig über die Wandlänge verteilt sein, um dem Ansatz einer Linienlagerung bei der Berechnung gerecht zu werden. Weitere Hinweise zu Längen bzw. Abständen der seitlichen Halterungen werden im Kapitel 5 vorgestellt.

Nachweis Plattenschub (DIN 1053-100) für die oberste
Wand eines fünfgeschossigen Wohngebäudes

Vorgaben

Statisches System:	einachsig vertikal
Wandwichte:	18 kN/m ²
Wanddicke:	24 cm
Wandhöhe:	3,50 m
Bem.-beschleunigung:	0,35g (Zone 1, Iran)
Mörtelgruppe:	MG II bzw. M2,5

Nachweis

Ersatzlast für vertikalen 1m-Streifen (aus Nebenrechnung)

$$R = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 1,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,50 \text{ m} / 2$$

$$= \underline{2,3 \text{ kN/m}}$$

$$V_{Rd} = (0,08 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm}) / 1,2$$

$$= \underline{8 \text{ kN/m}}$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,29$$

Abb.3.19 – Nachweis Plattenschub

3.4 Vergleich der Erdbebennormen von Deutschland und dem Iran

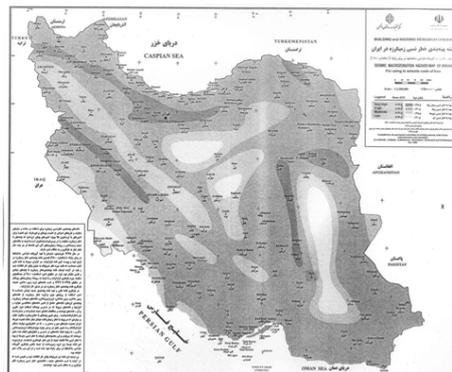
3.4.1 Einleitung

Parallel zur Entstehung der vorliegenden Arbeit wurde im Rahmen einer Kooperation mit dem iranischen Building & Housing Research Center (BHRC) und der New Towns Development Corporation of Iran (NTOIR) ein Wohnungsbau-Pilotprojekt im iranischen Hashtgerd geplant und realisiert. Der Lehrstuhl Tragwerksentwurf und –konstruktion der Technischen Universität Berlin unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. Klaus Rückert übernahm dabei eine beratende Funktion im Bereich der Erdbebensicherheit. Da für das Gebäude die im Iran geltenden Normen beachtet werden mussten, soll deshalb im Folgenden die hierfür wichtigste Norm, die iranische Erdbebennorm Standard No.2800, mit der in Deutschland geltenden Vorschrift DIN 4149/04.05 in ihren Grundzügen verglichen werden. Mit Hilfe des nach beiden Normen zulässigen Ersatzlastverfahrens erfolgt anschließend die Ermittlung der Erdbebenlast nach beiden Normen für dasselbe Beispielgebäude.

3.4.2 Vergleich: DIN 4149 – Standard No.2800



Deutschland



Iran

Zone 1:	0,40 m/s ²	Zone 4:	1,96 m/s ² (0,20g)
Zone 2:	0,60 m/s ²	Zone 3:	2,45 m/s ² (0,25g)
Zone 3:	0,80 m/s ²	Zone 2:	2,94 m/s ² (0,30g)
		Zone 1:	3,43 m/s ² (0,35g)

Abb.3.20 – Bemessungswerte für Bodenbeschleunigungen nach deutscher und iranischer Erdbebennorm

Abb.3.20 zeigt die Zonenkarten beider Regelwerke mit zugehörigen Bemessungsbodenbeschleunigungen a . Durch die im Vergleich zu Deutschland 4 bis 5-fach höheren Werte für a wird deutlich, dass der Iran in einer der am stärksten durch Erdbeben gefährdeten Regionen der Erde liegt. Die iranische Norm ist an die Regelwerke von Industrieländern angelehnt und diesen deshalb im Wesentlichen sehr ähnlich. Beide Normen dürfen nur für übliche Hochbauten angewendet werden und enthalten allgemeine Empfehlungen zu Bauwerksform, Symmetrie und Aussteifung. Bei der Ermittlung der Erdbebenlasten können abgeminderte Vertikallasten angesetzt werden. Unter Einhaltung bestimmter

Voraussetzungen (**Abb.3.21**) ist die Anwendung eines einfachen Ersatzlastverfahrens zulässig. Dieses basiert auf der Bestimmung einer Basisschubkraft, die über die Bauwerkshöhe verteilt wird.

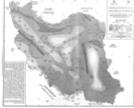
 Deutschland	 Iran
<ul style="list-style-type: none"> - Baukörper annähernd quaderförmig - möglichst gleichmäßige Verteilung der Massen über Bauwerkshöhe - durchgehende aussteifende Bauteile - $T < 1\text{ s}$ (1. Eigenform) 	<ul style="list-style-type: none"> - regelmäßige Gebäude mit $h_{\max} = 50\text{ m}$ - unregelmäßige Gebäude mit max. 5 Geschossen bzw. $h_{\max} = 18\text{ m}$ <p>(Regelmäßigkeitskriterien in iranischer Norm angegeben)</p>

Abb.3.21 – Voraussetzungen für Anwendbarkeit des Ersatzlastverfahrens (Auszug)

Das Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten ist in beiden Normen verankert. Der Erdbebenfaktor, mit dessen Hilfe sich durch Multiplikation mit dem Gesamtgewicht des Bauwerks die Basisschubkraft bestimmen lässt, wird nach den Formeln in **Abb.3.22** ermittelt. Die in die Berechnung einfließenden Parameter sind in beiden Normen gleich und unterscheiden sich lediglich in ihren Bezeichnungen. Die Berücksichtigung von Duktilitäten erfolgt in Deutschland über den Verhaltensbeiwert q , im Iran über den Faktor R .

Deutschland	Iran
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;">  <div style="text-align: center;"> $a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \beta_0 / q \cdot T_c / T$ <p>(für $T_c < T < T_0$)</p> <p>β_0 – Verstärkungsbeiwert der Spektralbeschleunigung (Dämpfung)</p> <p>a_g – Horizontalbeschleunigung (Erdbebenzone)</p> <p>γ_1 – Bedeutungsbeiwert (Bauwerksklasse)</p> <p>S – Untergrundparameter (Baugrund)</p> <p>q – Verhaltensbeiwert (Duktilitätsklasse, Tragwerkstyp)</p> </div>  </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> $B \cdot A \cdot I / R$ <p>B – Bauwerkverhalten bei seismischer Anregung (Eigenfrequenz, Bodentyp)</p> <p>A – Horizontalbeschleunigung (Erdbebenzone)</p> <p>I – Berücksichtigung der Bedeutung des Bauwerks (Bauwerksklasse)</p> <p>R – Berücksichtigung des Tragwerkverhaltens (Duktilität, Tragwerkstyp)</p> </div>  </div>

Abhängigkeiten in Klammern angegeben

Abb.3.22 – Ermittlung des Erdbebenfaktors

Die Verteilung der horizontalen Ersatzlasten über die Bauwerkshöhe erfolgt in beiden Richtlinien in Anlehnung an die erste Eigenform des Gebäudes. Die inhaltlich identischen Gleichungen sind in **Abb.3.23** dargestellt.

	
$H_{Ei} = m_i \cdot s_i / (\sum (m_i \cdot s_i)) \cdot \sum m_i \cdot \text{Faktor} \cdot \lambda$	$H_{Ei} = m_i \cdot z_i / (\sum (m_i \cdot z_i)) \cdot \sum m_i \cdot \text{Faktor}$
H_{Ei} – Horizontallast in Ebene i	H_{Ei} – Horizontallast in Ebene i
m_i – Masse des Massepunktes i	m_i – Masse des Massepunktes i
s_i – Höhe des Massepunktes i über der Fundamentsohle	z_i – Höhe des Massepunktes i über der Fundamentsohle
h – Höhe des obersten Massepunktes über der Fundamentsohle	h – Höhe des obersten Massepunktes über der Fundamentsohle
λ – Korrekturwert (meist 1,0)	

Abb.3.23 – Verteilung der Ersatzlast über die Bauwerkshöhe

3.4.3 Bestimmung Erdbebenlast für Beispielgebäude

Anhand eines einfachen Beispielgebäudes (**Abb.3.24**) wurde der Erdbebenfaktor nach beiden Ländernormen ermittelt (**Abb.3.25**). Um die Ergebnisse vergleichbar zu machen, wurde eine einheitliche Bodenbeschleunigung von $a = 0,8 \text{ m/s}^2$ (entspricht Zone 3 in Deutschland) angesetzt.

- Annahmen:
- Wohngebäude mit 5 Stockwerken (Geschosshöhe: 3 m)
 - Annahme Eigenfrequenz des Bauwerks $f = 1,25 \text{ 1/s}$
 - Baugrund: nichtbindiges Lockergestein, z.B. Kies
 - Vertikallastabtrag und Aussteifung durch Stahlbetonwände und Stahlbetondecken ($d = 25 \text{ cm}$)

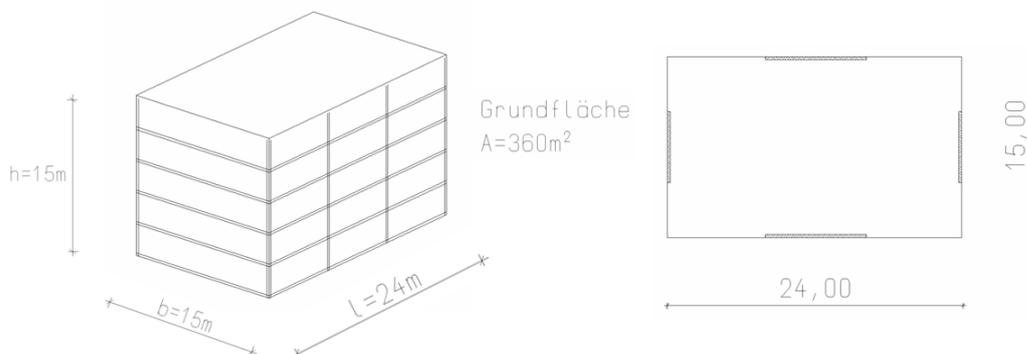


Abb.3.24 – Geometrie und Scheibenanordnung Beispielgebäude

Der ermittelte Erdbebenfaktor nach DIN 4149 beträgt 0,027 (Duktilitätsklasse 2) bzw. 0,050 (Duktilitätsklasse 1). Der Wert nach iranischer Norm liegt mit 0,034 zwischen den beiden deutschen Werten. Da für das hier untersuchte Aussteifungssystem (Stahlbetonwandscheiben) in der iranischen Norm keine Differenzierung zwischen Duktilitätsklassen existiert, ist keine genaue Aussage zu Abweichungen möglich. Es wird davon ausgegangen, dass „ordinary reinforced concrete shear walls“ in der iranischen Norm der Duktilitätsklasse 1 entsprechen und die Erdbebenlasten im Iran unter gleichen Randbedingungen für das Beispiel somit um ca. 25 % größer ausfallen als in Deutschland. Bei anderen Tragwerkstypen wie z.B. Stahlrahmen ist eine Abstufung nach Duktilitätsklassen jedoch vorhanden. Dementsprechend lagen bei weiteren Untersuchungen die Abweichungen zwischen den Ergebnissen hier lediglich bei maximal 10%.

 $a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \beta_0 / q \cdot T_c / T$ <p>(für $T_c < T < T_D$)</p> <p>$\beta_0 = 2,5$</p> <p>$a_g = 0,8/9,81 = 0,082$ (Zone 3, Deutschland)</p> <p>$\gamma_1 = 1,0$ (Wohngebäude)</p> <p>$S = 1,0$ (Baugrund BT)</p> <p>$q = q_0 \cdot k_r \cdot k_w = 3,00 \cdot 1,0 \cdot (1+1,8)/3 = 2,8$ <small>Duktilitätsklasse 2 (für Duktilitätskl. 1 q = 1,5)</small></p> <p>Erdbebenfaktor =</p> <p>$a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \beta_0 / q \cdot T_c / T = 0,082 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 / 2,8 \cdot 0,3 / 0,8$ = 0,027 (0,050 für Duktilitätsklasse 1)</p>	 $B \cdot A \cdot I / R$ <p>$A = 0,082$ (Zone 3, Deutschland)</p> <p>$I = 1,0$ (Gebäudeklasse 2 – Residential building)</p> <p>$R = 5$ (Load bearing wall system)</p> <p>$B = 2,5 \cdot (T_0/T)^{2/3} = 2,5 \cdot (0,6/0,8)^{2/3} = 2,06 < 2,5$ <small>(Einordnung in Bodenklasse zwischen Soil type II und III)</small></p> <p>Erdbebenfaktor =</p> <p>$C = A \cdot B \cdot I / R = 0,082 \cdot 2,06 \cdot 1,0 / 5 = \mathbf{0,034}$</p>
--	---

Abb.3.25 – Berechnete Erdbebenfaktoren für Beispielgebäude

Die Erdbebennormen von Deutschland und dem Iran basieren auf dem gleichen Stand der Technik und führen deshalb zu ähnlichen Ergebnissen. Die trotzdem vorhandenen (jedoch geringen) Differenzen ergeben sich aus Abweichungen bei der Festlegung von Duktilitätszahlen und Bodenklassen in beiden Regelwerken.

Die Gründe für Bauschäden im Iran liegen nicht in ungenügenden technischen Regelwerken, sondern werden häufig durch eine mangelhafte Umsetzung der Planungen auf der Baustelle verursacht.

3.5 Parameteruntersuchungen zur Tragfähigkeit von Ausfachungen bei Beanspruchung in Wandquerrichtung - Empfehlungen

3.5.1 Einführung

Trotz konstruktiver Möglichkeiten, eine Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung bei Beanspruchung in Wandlängsrichtung zu verhindern (siehe Kapitel 5) und somit die Einwirkungen auf das Mauerwerk allein auf sein Eigengewicht zu beschränken, lässt sich im Erdbebenfall in Querrichtung eine Beanspruchung durch Plattenbiegemomente nicht vermeiden. Es soll deshalb im folgenden Abschnitt untersucht werden, wie groß der Einfluss verschiedener Parameter auf die Tragfähigkeit einer Ausfachung bei Erdbebenbeanspruchung senkrecht zur Wandebene ist und innerhalb welcher Grenzen auf zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie im Kapitel 4 vorgestellt, verzichtet werden kann. Unter Anwendung des Ersatzkraftverfahrens erfolgten erneut Parameteruntersuchungen anhand eines Beispielgebäudes für die stärksten Erdbebenzonen im Iran und in Deutschland. Die Ergebnisse sind jedoch auch auf andere ähnliche Gebäude übertragbar. Folgende Kenngrößen wurden vorgegeben:

Tragwerk:	Stockwerkrahmen mit Mauerwerksausfachungen
Geschosszahl:	5
Wandlagerung:	vierseitig
Wandhöhe:	2,80 m
Wandbreite:	4,50 m
Wanddicke:	0,24 m
Wandwichte:	10 kN/m ³
Steinart:	Hochlochziegel
Festigkeitsklasse:	8
Steinhöhe:	24 cm
Überbindemaß:	15 cm
Stoßfugenvermörtelung:	nein (auf der sicheren Seite liegend)
Orthotropiekoeffizient:	1,0
Mörtelgruppe:	Ila
Bodenbeschleunigung:	0,10g (Deutschland) bzw. 0,35g (Iran)
Eigenschwingdauer T_a :	0,05 s (Ausfachung)
Eigenschwingdauer T_1 :	0,55 s (Gebäude)

Die wichtigsten Parameter wurden einzeln variiert, und es wurde dabei überprüft, bis zu welchem Geschoss der Biegezugspannungsnachweis infolge Beanspruchung aus Plattenbiegemomenten erfüllt werden konnte. Es wurden die Nachweise für die jeweils stärkste Erdbebenzone in Deutschland (jeweils linke Abb.) und im Iran (jeweils rechte Abb.) mit Hilfe eines vom Autor erstellten VBA Excelprogramms (Programmcode im Anhang A5, Teil B) geführt. Die Nachweisführung für die Parameter Mauerwerkswichte, Wanddicke und Wandlänge erfolgte mit den nach DIN EN 1996-1-1:2005 [DINEN1996] empfohlenen Werten, für die Parameter Steinfestigkeitsklasse, Steinart, Mörtelgruppe und Überbindemaß nach den Ansätzen von Mann [Man92], die in DIN 1053-100 [DIN1053-100] verankert sind. In den zu dem jeweiligen Parameter gehörenden Übersichten bedeutet ein grünes Feld, dass der

Nachweis für die Ausfachung in dem betreffenden Geschoss erbracht werden konnte. Rote Felder bedeuten hingegen ein Versagen mit Bruchebene parallel zu den Lagerfugen (1) oder ein Versagen mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen (2) infolge Steinversagen (SV) oder Fugenversagen (FV).

3.5.2 Parameteruntersuchungen

a) Parameter: Mauerwerkswichte

Für Deutschland konnten die Nachweise für alle Steinwichten in jedem Geschoss erbracht werden (**Abb.3.26**). In der stärksten Erdbebenzone Irans dagegen versagten die Wände in den oberen Geschossen bei Verwendung von Mauerwerk mit großen Wichten (ab 12-14 kN/m³). Grund hierfür ist, dass wegen $F = m \cdot a$ (durch Erdbeben beschleunigte) große Massen große Trägheits- bzw. Erdbebenkräfte verursachen.

Wichte [kN/m ³]	8	10	12	14	16	18	Geschoss	Wichte [kN/m ³]	8	10	12	14	16	18
	+	+	+	+	+	+	5	+	- (1)	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)	-(1,2)	-(1,2)	-(1,2)
	+	+	+	+	+	+	4	+	+	- (1)	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)	-(1,2)	-(1,2)
	+	+	+	+	+	+	3	+	+	+	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)
	+	+	+	+	+	+	2	+	+	+	+	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)
	+	+	+	+	+	+	1	+	+	+	+	+	+	-(1)

Abb.3.26 – Parameter Mauerwerkswichte (1 = Versagen mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, 2 = Versagen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, FV = Fugenversagen, SV = Steinversagen)

b) Parameter: Wanddicke

Für Deutschland konnten wiederum die Nachweise für alle Wanddicken in jedem Geschoss erbracht werden (**Abb.3.27**). Für das iranische Beispielgebäude konnten die Nachweise erst ab einer Wanddicke von 20 cm in nahezu jedem Geschoss erfüllt werden. Obwohl mit zunehmenden Wandstärken (aufgrund der größeren Massen) auch die Erdbebenkräfte zunehmen, wachsen die Wandträgheitsmomente wegen der quadratischen Abhängigkeit schneller als die seismischen Lasten an und haben somit kleinere Spannungen im Wandquerschnitt zur Folge.

Dicke [m]	0,175	0,200	0,240	0,300	0,365	Geschoss	Dicke [m]	0,175	0,200	0,240	0,300	0,365
	+	+	+	+	+	5	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)	- (1)	+	+	+
	+	+	+	+	+	4	-(1,2 SV)	- (1)	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	3	- (1)	- (1)	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	2	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	1	+	+	+	+	+	+

Abb.3.27 – Parameter Wanddicke (1 = Versagen mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, 2 = Versagen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, FV = Fugenversagen, SV = Steinversagen)

c) Parameter: Wandlänge

Abb.3.28 zeigt die Nachweisergebnisse für variable horizontale Spannweiten bzw. Wandlängen. Für Deutschland konnten selbst bei einer Wandlänge von 6,00 m die Nachweise für alle Geschosse erfüllt werden. Für das iranische Modell stellte eine Wandlänge von ungefähr 4,00 m die Grenze dar, bis zu der die Standsicherheit der Ausfachung bei Querbeanspruchung in allen Geschossen gewährleistet ist. Bei größeren Wandlängen ist auch in den unteren Geschossen mit einem Versagen zu rechnen.

Breite [m]	Länge					Geschoss	Länge				
	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00		2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
	+	+	+	+	+	5	+	+	- (1)	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)
	+	+	+	+	+	4	+	+	+	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)
	+	+	+	+	+	3	+	+	+	- (1)	-(1,2 SV)
	+	+	+	+	+	2	+	+	+	+	- (1)
	+	+	+	+	+	1	+	+	+	+	+

Abb.3.28 – Parameter Wandlänge (1 = Versagen mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, 2 = Versagen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, FV = Fugenversagen, SV = Steinversagen)

d) Parameter: Steifigkeitsklasse

In Deutschland ist für das Beispielgebäude der Einsatz aller SF-Klassen möglich (**Abb.3.29**). Für das iranische Gebäude sind Steine ab der Festigkeitsklasse 8 zur Erfüllung des Standsicherheitsnachweises bei Querbeanspruchung empfehlenswert. Eine hohe Steifigkeitsklasse hat eine hohe Steinzugfestigkeit zur Folge. Nur bis zu dem Punkt, ab dem der Nachweis gegen Fugenversagen maßgebend wird, ist deshalb eine Erhöhung dieses Parameters zur Erhöhung der Tragfähigkeit sinnvoll.

SFK	Länge					Geschoss	Länge				
	4	6	8	12	20		4	6	8	12	20
	+	+	+	+	+	5	-(1,2 SV)	-(1,2 SV)	- (1)	- (1)	- (1)
	+	+	+	+	+	4	-2(SV)	-2(SV)	+	+	+
	+	+	+	+	+	3	-2(SV)	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	2	-2(SV)	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	1	-2(SV)	+	+	+	+

Exemplarischer Rechengang
siehe Anhang A6

Abb.3.29 – Parameter Steifigkeitsklasse (1 = Versagen mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, 2 = Versagen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, FV = Fugenversagen, SV = Steinversagen)

e) Parameter: Steinart

Abb.3.30 zeigt den Einfluss der Steinart auf die Erfüllung des Standsicherheitsnachweises bei Querbeanspruchung. Es sind mindestens Hochlochziegel zu empfehlen. Eine möglichst geringe Schwächung des Steines durch Hohlräume bedeutet eine höhere Zugfestigkeit des Steins. Allerdings ist die Erhöhung des Steinanteils nur bis zu dem Punkt sinnvoll, ab dem der Nachweis gegen Fugenversagen maßgebend wird, sinnvoll. Neben der Tragfähigkeit

beeinflussen ebenso bauphysikalische Aspekte (Wärmeschutz, Schallschutz) die Wahl der Steinart.

Hohlblock	Hochloch	Voll		Hohlblock	Hochloch	Voll
			Geschoss			
+	+	+	5	-(1,2 SV)	-(1)	-(1)
+	+	+	4	-2(SV)	+	+
+	+	+	3	+	+	+
+	+	+	2	+	+	+
+	+	+	1	+	+	+

Abb.3.30 – Parameter Steinart (1 = Versagen mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, 2 = Versagen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, FV = Fugenversagen, SV = Steinversagen)

f) Parameter: Mörtelgruppe

Mörtelgruppen mit hohen Haftscherfestigkeiten verhindern ein frühes Versagen der Fugen bei Beanspruchung durch Plattenbiegemomente. Daher sollten nur Mörtel der Gruppe IIa oder höher Verwendung finden. **Abb.3.31** zeigt, dass in Deutschland bei Verwendung von MG I die Tragfähigkeit in den beiden oberen Geschossen für die stärkste Erdbebenzone nicht nachgewiesen werden kann. Im Iran ist bei Verwendung von Mörteln der MG IIa oder höher die beschränkte Biegezugspannung f_{xk1} (Bruchebene parallel zur Lagerfuge) das maßgebende Kriterium.

MG	I	II	IIa	III	IIIa		I	II	IIa	III	IIIa
						Geschoss					
	-(2 FV)	+	+	+	+	5	-(1,2 FV)	-(1,2 FV)	-(1)	-(1)	-(1)
	-(2 FV)	+	+	+	+	4	-(2 FV)	-(2 FV)	+	+	+
	+	+	+	+	+	3	-(2 FV)	-(2 FV)	+	+	+
	+	+	+	+	+	2	-(2 FV)	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	1	-(2 FV)	+	+	+	+

Abb.3.31 – Parameter Mörtelgruppe (1 = Versagen mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, 2 = Versagen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, FV = Fugenversagen, SV = Steinversagen)

g) Parameter: Verhältnis T_a/T_1

Abb.3.32 zeigt die Abhängigkeit der Größe der Erdbebenlast vom Verhältnis der Eigenschwingdauern der ausfachenden Einzelwand zum Gesamttragwerk. Bei mehrgeschossigen Gebäuden ist die Eigenfrequenz der Wand immer höher als die des gesamten Bauwerks. Zur Vermeidung von Resonanz ist anzustreben, dass die Werte beider Eigenschwingdauern möglichst weit auseinander liegen. Nähert sich das Verhältnis T_a/T_1 dem Wert 1, ist ein zunehmender Anstieg der Kurve (= hohe Erdbebenlasten) erkennbar.

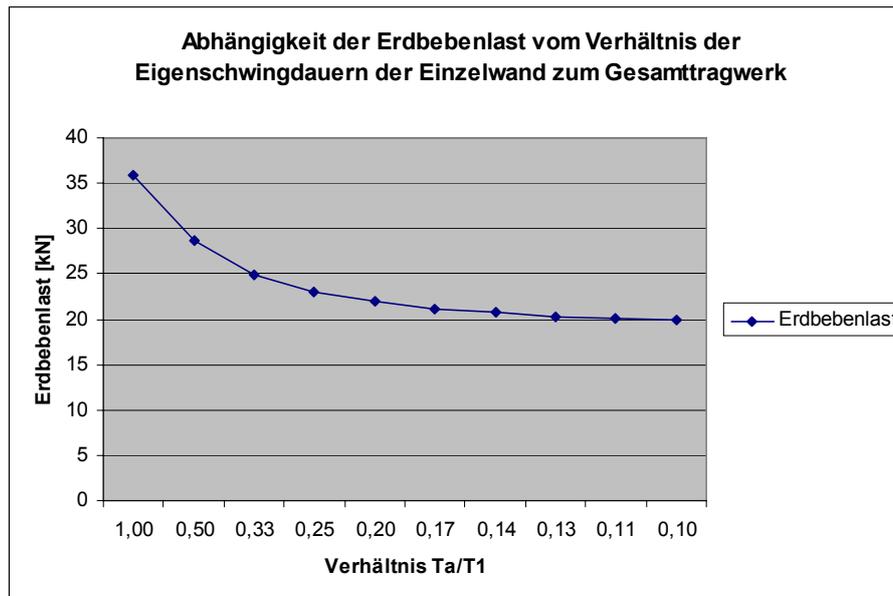


Abb.3.32 – Abhängigkeit der Erdbebenlast vom Verhältnis der Eigenschwingdauern

h) Parameter: Verhältnis \ddot{u}/h

Die Tragfähigkeit einer Mauerwerkswand bei Beanspruchung senkrecht zu ihrer Ebene hängt in starkem Maße auch vom Verhältnis des Überbindemaßes \ddot{u} zur Steinhöhe h ab. Große \ddot{u}/h -Verhältnisse sind günstig für ein möglichst spätes Versagen in den Fugen. Ein großes Überbindemaß (nach DIN 1053-1: $\ddot{u} \geq 0,4 h$ oder 45 mm) und eine geringe Steinhöhe führen zu einer maximalen Lagerfugenfläche, in der über die Haftscherfestigkeit des Mauerwerks die Plattenbiegemomente infolge Querlast aufgenommen werden können. Für das deutsche Modellgebäude können die Nachweise selbst bei kleinen Verhältnissen \ddot{u}/h in allen Geschossen erbracht werden (**Abb.3.33**). Für die stärkste Erdbebenzone im Iran ist der Nachweis gegen Fugenversagen ab einem \ddot{u}/h -Verhältnis von 0,60 nicht mehr maßgebend (**Abb.3.33**). Das Verhältnis \ddot{u}/h sollte deswegen diesen Wert nicht unterschreiten.

\ddot{u}/h	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Geschoss 5	+	+	+	+	+	+	+	-(1,2 FV)	-(1,2 FV)	-(1)	-(1)	-(1)	-(1)	-(1)
4	+	+	+	+	+	+	+	-(2 FV)	-(2 FV)	+	+	+	+	+
3	+	+	+	+	+	+	+	-(2 FV)	-(2 FV)	+	+	+	+	+
2	+	+	+	+	+	+	+	-(2 FV)	+	+	+	+	+	+
1	+	+	+	+	+	+	+	-(2 FV)	+	+	+	+	+	+

Abb.3.33 – Parameter Verhältnis \ddot{u}/h (1 = Versagen mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, 2 = Versagen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, FV = Fugenversagen, SV = Steinversagen)

Zusammenfassung -Empfehlungen bei Beanspruchung in Wandquerrichtung

Im untersuchten Beispiel konnte der Nachweis für die ausfachenden nichttragenden Mauerwerkswände in Deutschland (bis 0,10g) für nahezu alle variierten Parameter in allen Geschossen erbracht werden. Lediglich die Verwendung von Mörteln der MG I sollte vermieden werden. Ansonsten können die Ausfachungen im 5.OG (= maßgebendes Geschoss) als relativ dünne (ab 17,5 cm) und lange Wände (bis 6 m) mit hohen Steinwichten (bis 18 kN/m³) und niedrigen Steinfestigkeitsklassen (bis SFK 6) und niedrigen bis mittleren Mörtelgruppen (bis IIa) ausgeführt werden, ohne dass die Standsicherheit bei Querbeanspruchung gefährdet ist.

In Starkerdbebengebieten (bis 0,35g) müssen für das Modellgebäude Grenzwerte bei den Material- und Geometrieparametern eingehalten werden. Schon bei Verwendung von Steinwichten größer 12 kN/m³ muss mit einem Versagen der Ausfachungen in den oberen Geschossen gerechnet werden, ebenso bei Wanddicken kleiner als 24 cm. Für Wandlängen größer als 4,00 m kann beim untersuchten Modellgebäude der Tragfähigkeitsnachweis für die Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge (Steinversagen) lediglich in den unteren Geschossen erfüllt werden. Hinsichtlich der Materialfestigkeiten sind Steinfestigkeitsklassen größer 8 und Mörtelgruppen ab IIa zu wählen. Außerdem sollten mindestens Hochlochziegel verwendet werden. Für das ü/h-Verhältnis ist in Starkerdbebengebieten wie dem Iran ein Wert von mindestens 0,60 empfehlenswert (Mindestwert nach DIN 1053: 0,4 oder 45 mm). In **Abb.3.34** sind zusammenfassend die Empfehlungen für die Grenzwerte der untersuchten Parameter getrennt nach den stärksten Erdbebenzonen Deutschlands und des Irans dargestellt.

Können infolge Nichteinhaltung der in Kapitel 2 und 3 empfohlenen Grenzwerte die Tragfähigkeitsnachweise für die Ausfachung nicht erfüllt werden, so sind zusätzliche konstruktive Maßnahmen zur Erhöhung des Tragwiderstands in Längs- und in Querrichtung erforderlich. Möglichkeiten hierfür werden in Kapitel 4 vorgestellt.

In Kapitel 5 werden abschließend konstruktive Hinweise für die ordnungsgemäße Ausbildung der Kontaktfugen zwischen Rahmenstütze/Rahmenriegel und Wand und der Knotenpunkte gegeben.

Empfehlungen für Gebäude 1 in Deutschland (Erdbebenzone 3 [DN414] mit $a = 0,08$)

Wanddicke:	$\geq 17,5$ cm	gilt für Ausfachungen im 5. Obergeschoss
Wandlänge:	$\leq 6,0$ m	
Steinwichte:	≤ 18 kN/m ³	
Überbindemaß ü/h:	$\geq 0,40$ (mind. 45 mm)	
Steinfestigkeitsklasse:	≥ 6 (charakt. Wert der Steindruckfestigkeit $f_{bk} \geq 6$ N/mm ² , Rechenwert der Steinzugfestigkeit $f_{bz} \geq 0,15$ N/mm ²)	
Mörtelgruppe:	$\geq b$ (charakt. Wert der Haftscherfestigkeit $f_{vko} \geq 0,20$ N/mm ² , charakt. Wert der Mörteldruckfestigkeit $f_m \geq 5$ N/mm ²)	

Empfehlungen für Gebäude 1 im Iran (Erdbebenzone „Region1“ [fa] mit $a = 0,35g$)

Wanddicke:	≥ 24 cm	gilt für Ausfachungen im 5. Obergeschoss
Wandlänge:	$\leq 4,00$ m	
Steinwichte:	≤ 12 kN/m ³	
Überbindemaß ü/h:	$\geq 0,6$	
Steinfestigkeitsklasse:	≥ 8 (charakt. Wert der Steindruckfestigkeit $f_{bk} \geq 8$ N/mm ² , Rechenwert der Steinzugfestigkeit $f_{bz} \geq 0,20$ N/mm ²)	
Mörtelgruppe:	$\geq b$ (charakt. Wert der Haftscherfestigkeit $f_{vko} \geq 0,20$ N/mm ² , charakt. Wert der Mörteldruckfestigkeit $f_m \geq 5$ N/mm ²)	

Abb.3.34 – Empfehlungen für Grenzwerte der Parameter beim Modellgebäude für Ausfachungen im 5. O

4 Konstruktive Möglichkeiten zur weiteren Erhöhung der Tragfähigkeit von Ausfachungen

4.1 Einleitung

Die Ergebnisse aus Kapitel 2 und Kapitel 3 haben gezeigt, dass in den stärksten Erdbebenregionen des Irans die Standsicherheit von Mauerwerksausfachungen oftmals weder für Beanspruchung in Längs- noch in Querrichtung nachgewiesen werden kann (**Abb.4.1**). Nach Erreichen der Mauerwerksfestigkeiten sind zur weiteren Erhöhung des Tragwiderstands der Wände zusätzlich konstruktive Maßnahmen erforderlich. Ein kurzer Überblick über die grundlegenden Möglichkeiten soll in diesem Kapitel gegeben werden.

Als einfachste Lösung wird zunächst der Einsatz höherwertiger Materialien in den hochbeanspruchten Eckbereichen der Mauerwerkswände vorgeschlagen (Abschn.4.2). Es werden hierfür zusätzlich für die Querrichtung Varianten einer einfachen und im Iran leicht praktikablen Absturzsicherung unter Zuhilfenahme von Netzen entwickelt. In Abschn.4.3 erfolgt die Vorstellung von Verstärkungsmöglichkeiten durch die Anwendung oberflächenapplizierter Strukturen wie z.B. Faserverbundwerkstoffen. Eine weitere Möglichkeit stellt die Ausführung der Ausfachungen als vorgespanntes Mauerwerk dar. Im Abschn.4.4 werden zwei auf dem Markt befindliche Systemlösungen hierfür exemplarisch vorgestellt. Abschließend erfolgt eine Betrachtung der Einsatzmöglichkeiten von bewehrtem Mauerwerk für Ausfachungen (Abschn.4.5).



Abb.4.1 – Zerstörte Ausfachung (Bildquelle: Davood Urojzadeh)

4.2 Verwendung höherfester Materialien in Eckbereichen

4.2.1 Einleitung

Die einfachste Möglichkeit, die Tragfähigkeit von Ausfachungen ohne Änderung der Bauteilabmessungen zu erhöhen, ist der Einsatz von Materialien höherer Festigkeit in den betreffenden Bereichen. Im Abschn.2.7 wurden neben Hinweisen zu geometrischen Parametern (Geschosszahl, Wanddicke) auch Empfehlungen für die zu verwendenden Materialgüten in Erdbebengebieten angegeben. Maßgebende Kenngrößen bei Mauerwerk sind die Steinfestigkeitsklasse und die Mörtelgruppe.

Die simple Möglichkeit, mit Hilfe eines diagonalen Ersatzstabs den Einfluss von Ausfachungen auf die Horizontalsteifigkeit eines Tragwerks zu modellieren, verdeutlicht, dass im Lastfall Erdbeben nur die Wandbereiche entlang diagonal verlaufender Streifen im Mauerwerk maßgeblich beansprucht werden. Die höchsten Spannungen treten dabei in den Eckbereichen auf, da sich dort der Querschnitt des gedachten Ersatzstabs stark einschnürt. Aus diesem Grund kann es sinnvoll sein, lediglich an diesen stark beanspruchten Stellen höherwertige Materialien zu verwenden. Ihr Einsatz kann die Notwendigkeit, nachfolgende in diesem Kapitel beschriebene konstruktive Maßnahmen anzuwenden, bis zu einer bestimmten Grenze vermeiden und ist somit trotz des konstruktiven Mehraufwands in den meisten Fällen noch wirtschaftlich.

4.2.2 Verstärkung durch höherwertiges Mauerwerk

Abb.4.2 zeigt die Bereiche der Ausfachung (hier: dunkelrot), in denen der Einsatz höherer Steinfestigkeitsklassen und/oder höherer Mörtelgruppen empfehlenswert ist. Um die Verbandswirkung im Mauerwerk zu gewährleisten, erfolgt das Aufmauern der Wand trotz

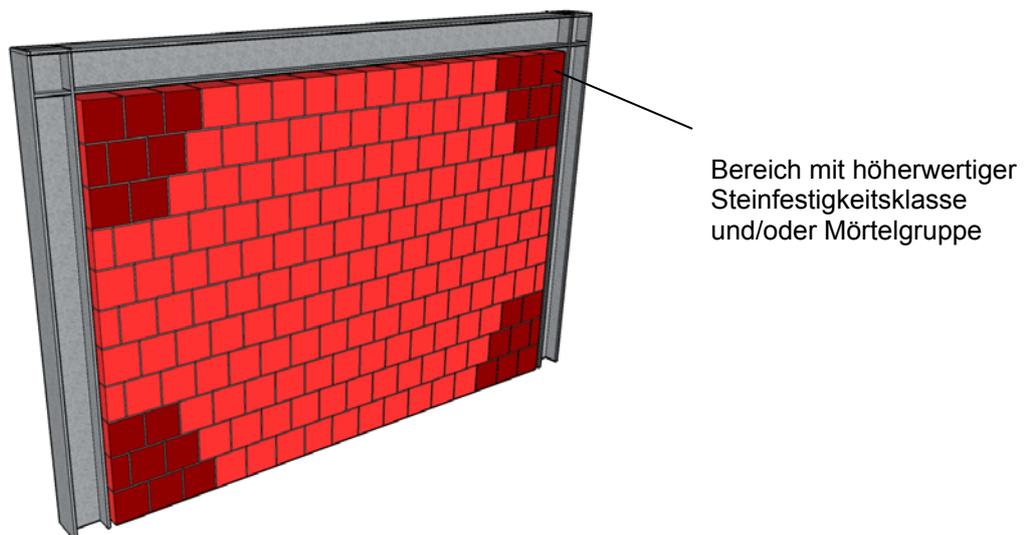


Abb.4.2 – Durch höherwertiges Mauerwerk verstärkte Eckbereiche

unterschiedlicher Materialien weiterhin schichtenweise. Der Wechsel bei Steinen und/oder Mörtel in den Randbereichen ist jedoch zu beachten.

Da die Steifigkeitsklasse maßgebend für das Versagenskriterium Steinerreißen und die Mörtelgruppe maßgebend für das Versagenskriterium Gleiten in der Lagerfuge sind, sollten aus Gründen der Wirtschaftlichkeit beide Kenngrößen nur in sinnvollen Kombinationen auftreten (**Abb.2.101**).

4.2.3 Verstärkung durch unbewehrten Beton

Eine weitere Möglichkeit der Verstärkung ist der Ersatz des Mauerwerks in den Eckbereichen durch unbewehrten Beton (**Abb.4.3**). Nach Aufmauern der ersten Steinschichten können zunächst die beiden unteren Eckbereiche betoniert werden. Anschließend werden die restlichen Steinschichten gemauert, gefolgt vom Betonieren der verbleibenden oberen Eckbereiche. Das Einbringen des Betons ist hier von der Ausführung her schwierig, da der bereits eingebaute Rahmenriegel den Zugang zum zu verfüllenden Hohlraum versperrt. Eine Flanschöffnung mit einem Durchmesser von 8-10 cm in jeweils beiden Randbereichen des Riegelprofils muss hierfür vorgesehen werden. Die Verzahnungen und das nachträgliche Einbringen des Betons gewährleisten einen guten Verbund zwischen Mauerziegeln und Beton.

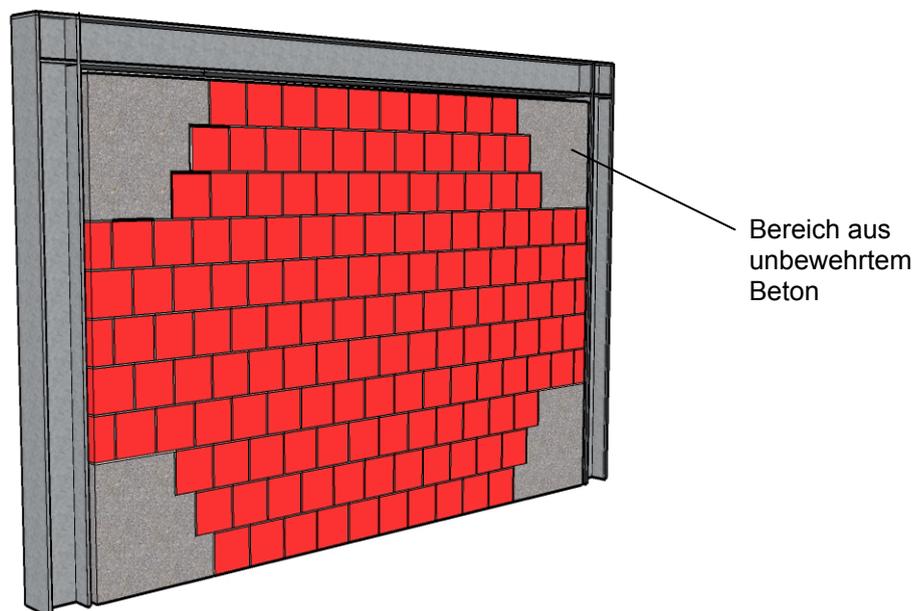


Abb.4.3 – Durch unbewehrten Beton verstärkte Eckbereiche

Die Abmessungen der zu verstärkenden Eckbereiche sind in Abhängigkeit der bei der Berechnung der Ersatzstabdicke ermittelten Kontaktlängen zwischen Ausfachung und Rahmenprofilen zu bestimmen. Empfehlenswert sind Längen/Höhen im Bereich zwischen 50 und 70 cm entlang der Stahlprofile.

Eine Bewehrung des Betons ist nicht erforderlich, da in den Eckbereichen infolge der behinderten Querdehnung Zugspannungen überdrückt werden.

4.2.4 Zusatzmaßnahmen bei Beanspruchung in Querrichtung

Die zuvor beschriebenen Verstärkungen der Eckbereiche erhöhen nur die Tragfähigkeit für Beanspruchungen in Wandebene. Da Ausfachungen ohne seitliche Halterung in Querrichtung dem statischen System einer Schwergewichtsmauer entsprechen, können die Ausfachungen bei schon relativ geringen quer zur Wand wirkenden Lasten aus der Rahmenebene herausfallen bzw. umkippen.

Die nachfolgend in den Abschn.4.3 bis 4.5 beschriebenen Maßnahmen bewirken im Gegensatz zur hier vorgestellten Möglichkeit der Verstärkung zusätzlich auch eine Tragfähigkeitserhöhung in Wandquerrichtung. Diese Maßnahmen sind jedoch verhältnismäßig teuer und konstruktiv aufwändig. Besonders in den erdbebengefährdeten Ländern der Dritten Welt ist die breite Anwendung der in den Abschn.4.3, 4.4 und 4.5 vorgestellten modernen Lösungen noch unrealistisch. Deshalb kann in Verbindung mit der hier vorgestellten Lösung der verstärkten Eckbereiche eine einfache Absturzsicherung der Wände durch Netze/Gitter und das bewusste In-Kauf-Nehmen von Schäden an den Ausfachungen ab Beben einer bestimmten Stärke und anschließendem Austausch letztlich die wirtschaftlichere Lösung sein. Die Netze/Gitter haben dabei lediglich die Aufgabe, bei Versagen der Ausfachung in Querrichtung zu verhindern, dass die zerstörte Wand oder Teile davon beim Herausfallen Sach- und Personenschäden verursachen (**Abb.4.4**).



Abb.4.4 – Abgestürzte Ausfachung (Bildquelle: [Moj07])



Abb.4.5 – Sechseckige Maschenform

Eine einfache Absturzsicherung kann mit Hilfe von Gittern aus Metall oder Kunststoff realisiert werden. Netze mit hoher Duktilität sind dabei von Vorteil, da kein schlagartiges Versagen eintritt. Die Form der Maschen (in **Abb.4.5** z.B. hexagonförmig) spielt keine Rolle, lediglich die Größe der Maschen sollte zum Zurückhalten größerer Steine sicherheitshalber 5 cm nicht überschreiten.

Da das Netz keinen kraftschlüssigen Verbund mit dem Mauerwerk eingeht und nur als Absturzsicherung dient, muss es an den Rahmenprofilen befestigt werden. Um den Aufwand so gering wie möglich zu halten, wird das Netz einachsrig gespannt und nur am Wandkopf und am Wandfuß verankert.

Die untere Verankerung erfolgt über das Eigengewicht des Mauerwerks durch Aufstellen der Ausfachung auf das Gitter. Dieses muss demnach bereits vor dem Mauern der ersten Steinlage verlegt werden. Je nachdem, ob eine Sicherung gegen Herausfallen nur nach außen oder auch nach innen vorgesehen ist, wird das Gitter nach Fertigstellung der Ausfachung ein- bzw. zweiseitig weiter nach oben geführt und am Rahmenprofil verankert.

Im Folgenden werden zwei einfache Möglichkeiten für die Verankerung von einseitigen Gittern vorgestellt. Die Anwendung als Sicherung in beide Kipprichtungen erfolgt durch analoge Ausbildung auf der anderen Wandseite.

Bei der in **Abb.4.6a** und **Abb.4.6b** dargestellten Lösung wird das Drahtgitter über ein Kunststoffseil kontinuierlich an einem Rundstahl befestigt. Dieser ist in Abständen von 50 cm über weitere Rundstähle an den Steg des Trägers angeschweißt. Der Vorteil dieser Variante liegt in der Einfachheit der Konstruktion und der guten Justierbarkeit beim Einbau (flexible Seillänge). Nachteilig ist die punktuelle Krafteinleitung an der Schnittstelle Seil-Gitter, was jedoch durch eine entsprechend enge Seilführung ausgeglichen werden kann.

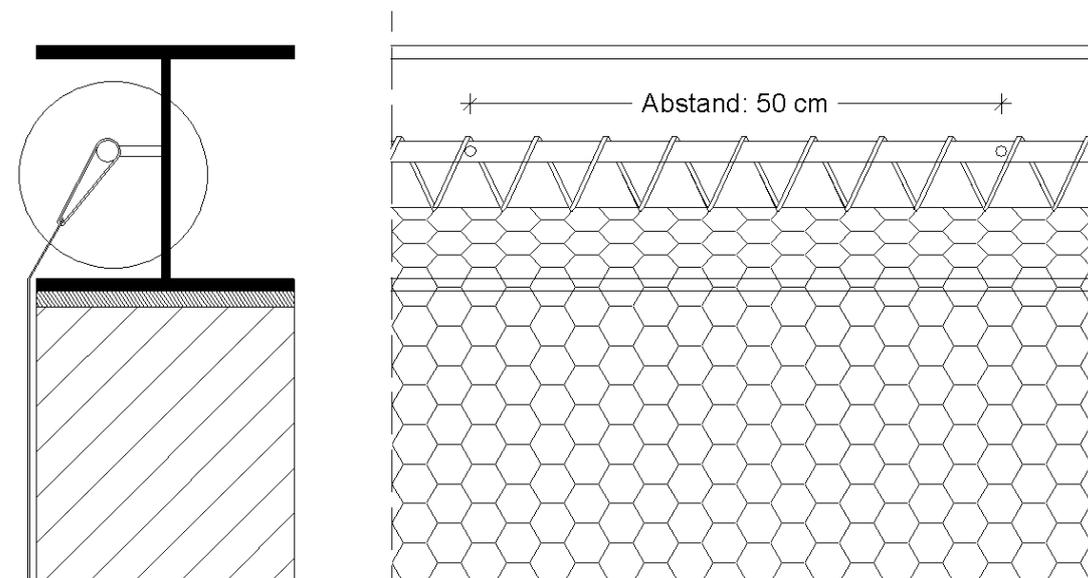


Abb.4.6a – Variante für Befestigung des Drahtgitters am Trägersteg

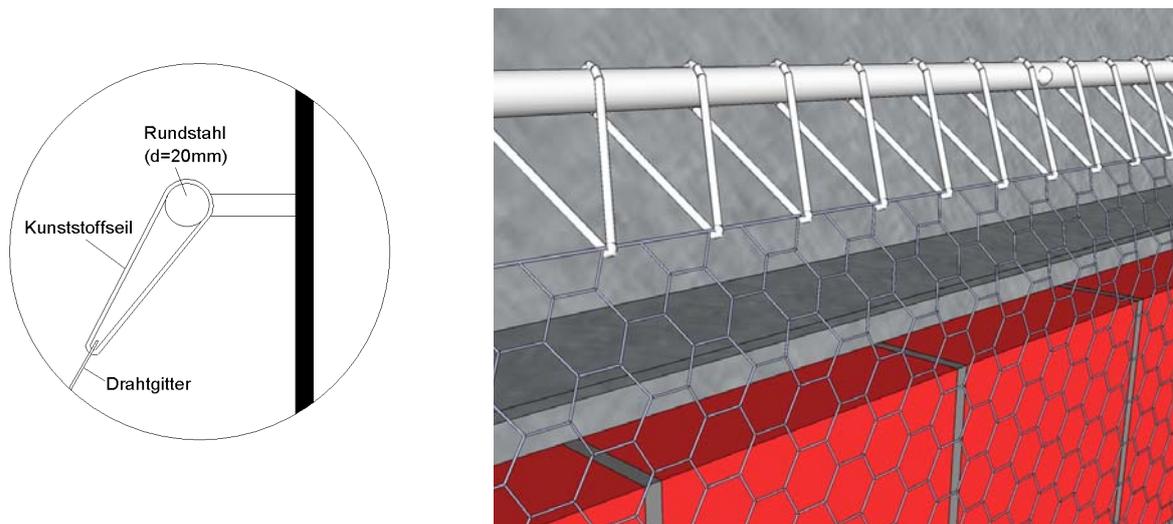


Abb.4.6b – Variante für Befestigung des Drahtgitters am Trägersteg

Eine Variante mit Verankerung durch Klemmung, wie sie im Membranbau häufig verwendet wird, ist in **Abb.4.7a** und **Abb.4.7b** dargestellt. Das Drahtgitter wird über eine Leiste direkt am Trägersteg festgeklemmt. Ein Bewehrungsstab übernimmt die Funktion des Keders aus dem Membranbau und verhindert über Reibung zusätzlich ein Durchrutschen des Gitters. Diese im Vergleich zur ersten Lösung aufwändigere Konstruktion besitzt den Vorteil einer gleichmäßigeren Lasteinleitung (nahezu Linienlagerung). Auf Randverstärkungen des Gitters, die bei der ersten Lösung eventuell notwendig sind, kann hier verzichtet werden.

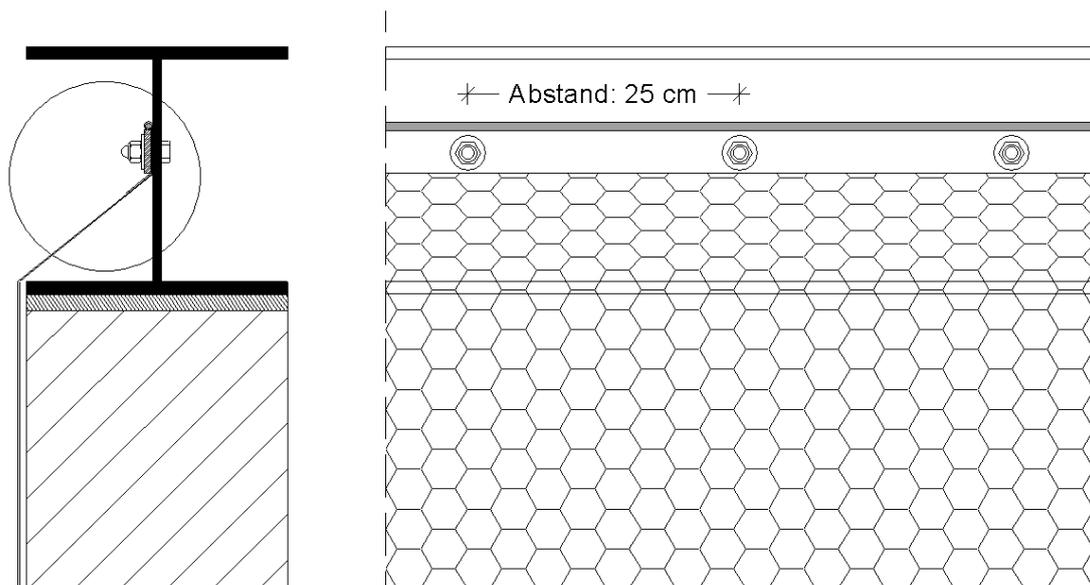


Abb.4.7a – Variante für Befestigung des Drahtgitters am Trägersteg

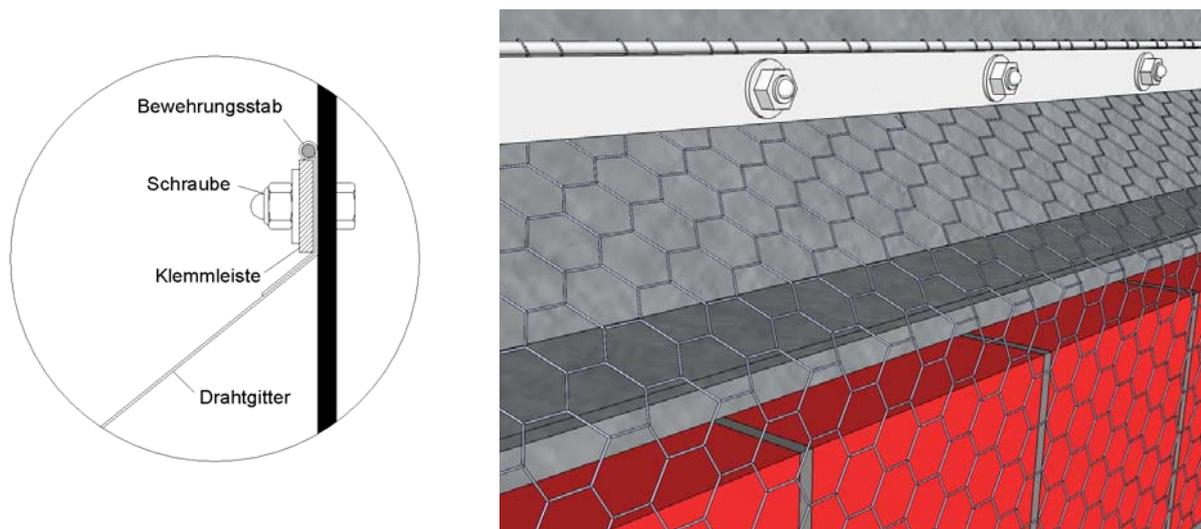


Abb.4.7b – Variante für Befestigung des Drahtgitters am Trägersteg

Als simple Absturzsicherung sind die beiden zuvor beschriebenen Möglichkeiten relativ einfach auszuführen. Bei Anwendung auf alle ausfachenden Wände eines Gebäudes ist der Aufwand jedoch trotzdem verhältnismäßig groß. Eine für viele Fälle sicherlich ausreichende Maßnahme bei Beanspruchung quer zur Wand kann die Anordnung vertikal und/oder horizontal verlaufender Flachstähle sein. **Abb.4.8** zeigt ein Beispiel aus dem Iran für senkrecht angeordnete Flachstähle. Die dort auf der Wandaußenseite angeordneten und als Zugband wirkenden Elemente bilden für die Wand ein zusätzliches Linienlager für Beanspruchungen quer zur Wand. Sie verkürzen die horizontalen Spannweiten und sorgen durch geringere Schnittgrößen für eine spätere Rissbildung im Mauerwerk. Im Fall von durch Risse stark geschädigtem Mauerwerk kann diese Lösung allerdings nicht die Gefahr von herabfallenden Steinen vermindern. Die Flachstahlbänder sind jeweils in den Geschossdecken verankert. Beim Vorsehen von Aussparungen in Größe der Flachstahldicke schließen die Stahlbänder bündig mit der Decke ab und stellen keine Behinderung für andere Bauteile dar. Sie liegen im Endzustand unter Putz, sind also nicht sichtbar. Da mit üblichen Putzdicken kein Korrosionsschutz gewährleistet werden kann, ist für die Bänder ein solcher vorzusehen (z.B. Verzinkung).



Abb.4.8 – Variante mit senkrechter Anordnung von Flachstählen (Bildquelle: Jan Grunwald)

4.3 Verstärkung durch oberflächenapplizierte Strukturen

4.3.1 Einleitung

Im folgenden Abschnitt sollen Möglichkeiten vorgestellt werden, wie durch Aufbringen von Strukturen auf den Oberflächen von Ausfachungen die Horizontaltragfähigkeit der Mauerwerkswände sowohl in Längs- als auch in Querrichtung gesteigert werden kann. Diese additive Lösung kommt zum Einsatz, wenn hinsichtlich der Materialfestigkeiten der Mauerwerkswand technische und/oder wirtschaftliche Grenzen erreicht wurden. Es werden Varianten mit flächigem und punktuellen Verbund vorgestellt. Für Letztere wurde anhand eines Beispiels überprüft, ob das vom Verbundwerkstoff Stahlbeton bekannte Bemessungsmodell auf oberflächenapplizierte Strukturen übertragbar ist. Die Ergebnisse wurden durch Vergleichsberechnungen mit einem FE-Modell überprüft.

4.3.2 Faserverbundwerkstoffe (FVW)

Oberflächenapplizierte Faserverbundwerkstoffe sind Mischwerkstoffe und stellen eine gute Möglichkeit dar, Mauerwerksbauteile (selbst bei Vorschädigung) nachträglich zu verstärken. Der auf die Wandoberfläche auflaminierte Verbundwerkstoff besteht aus zwei Komponenten: einer Faserstruktur und einer die Fasern einbettenden Matrix. Der Unterschied zu klassischen Verbundwerkstoffen besteht in den besonders dünnen Abmessungen der Verstärkungen (Fasern) im Vergleich z.B. zu den Bewehrungseisen im Stahlbetonbau. Die Fasern verleihen dem Werkstoff dabei die erforderliche Festigkeit, die Matrix sorgt über einen flächigen Verbund (Stoffschluss) für die korrekte Ausrichtung der Fasern und die gleichmäßige Verteilung konzentrierter Spannungen auf diese. Sie dient außerdem dem chemischen und mechanischen Schutz der Fasern. Als Vorteile gegenüber herkömmlichen Materialien sind die hohen erzielbaren Festigkeiten und die Korrosionsbeständigkeit zu nennen. Als Material für die Matrix werden im Bauwesen am häufigsten Epoxidharze (verstärkter Kunststoff) verwendet, die jedoch ein sprödes Versagen ohne Vorankündigung begünstigen. Neuerdings werden auch zementgebundene Mörtel eingesetzt, die sich durch eine gegenüber Epoxidharzen deutlich erhöhte Duktilität beim Versagensmechanismus auszeichnen. Übliche Fasermaterialien sind Polyester, Polyethylen, Aramid und Glas in Form von Geweben (**Abb.4.9**), engmaschigen Gittern oder losen Fasern.



Abb.4.9 - Fasermaterialien (Bildquelle: [Moj07])



Abb.4.10 - Diagonalstreifen (Bildquelle: [Ste04])

Untersuchungen [Wal08] hatten als Ergebnis, dass die Kombination aus Kohlenstoffgewebe und modifiziertem Zementmörtel besonders günstig ist. Tragfähigkeitssteigerungen auf das 2,5-fache im Vergleich zum unverstärkten Mauerwerk konnten dort erzielt werden. In den Versuchen zeigte sich außerdem die Eignung der gewebeverstärkten Zementmörtelmatrix besonders bei durch Fugenversagen dominierten Bruchmechanismen.

Bei Ausfachungen kann aus ökonomischen Gründen sogar ein streifenförmiges Aufbringen der Faserverbundwerkstoffe entlang der Wanddiagonalen ausreichend sein (**Abb.4.10**). Die experimentellen Untersuchungen am Fachbereich Massivbau der Universität Karlsruhe ergaben, dass durch Anwendung von FVW die Anfangssteifigkeit vorgeschädigter Ausfachungen wiederhergestellt und darüber hinaus sogar eine geringfügige Erhöhung der Beanspruchbarkeit gegenüber dem unverstärkten Ausgangssystem erreicht werden kann.

Abb.4.11 [Moj07] zeigt das Bruchbild einer Stütze, bei der ein am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich entwickeltes Verfahren angewendet wurde. Mittels Spritzverfahren wurde hier eine 2–4 mm dicke Schicht aus losen Glasfasern (Faserlänge: 30 mm) auf die Oberfläche aufgebracht. Durch die Umschnürungswirkung konnten sehr große Bruchdehnungen erreicht werden. Die Duktilität des Tragglieds wurde deutlich erhöht. Eine Übertragung dieses Verfahrens auf Wände würde die gleichen positiven Effekte wie bei Stützen zur Folge haben. Experimentelle Untersuchungen dazu stehen jedoch noch aus.



Abb.4.11 – Aufgespritzte Glasfasern [Moj07]

Das Tragverhalten und das Verformungsvermögen von Mauerwerksausfachungen kann durch Faserverbundwerkstoffe grundsätzlich verbessert werden. Besonders in Erdbebengebieten ist deren Anwendung sehr effektiv. Da hierfür jedoch noch keine verlässlichen Bemessungsmethoden existieren, besteht großer Bedarf für weitere Untersuchungen insbesondere auf dem Gebiet der FVW-Materialien sowie der rechnerischen Erfassung ihres Tragverhaltens mittels numerischer Berechnungsmethoden [Ste04]. Obwohl schon kommerzielle Lösungen für Faserverbundwerkstoffe wie z.B. die des italienischen Herstellers SEAL SpA Legnano existieren, ist die mit hohen Kosten verbundene Anwendung im Vergleich zur nachfolgend beschriebenen Methode mit Geogittern noch

unwirtschaftlich. Ein weiterer Nachteil besteht in der geringen Feuerwiderstandsfähigkeit des Materials [Drd05].

4.3.3 Großmaschige Polymer-Kunststoffgitter mit/ohne flächigen Verbund

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden bei Quer- und Längsbeanspruchung ist auch die Verwendung von großmaschigen Bewehrungsgittern aus Polymerkunststoffen mit entweder flächigem Verbund (wie bei FWV) oder nur punktueller Verbindung mit dem Mauerwerk mittels Dübeln möglich. (Anmerkung: Auch im Eurocode 8 [DINEN1998] wird zur Verbesserung des Tragverhaltens bei Erdbebenbeanspruchung die Anordnung von Gitterelementen in Form von gut verankerten leichten Drahtnetzen vorgeschlagen, ohne jedoch näher auf konstruktive Empfehlungen und Bemessungsmethoden einzugehen.)

Für die Variante mit flächigem Verbund bot die Firma RichterGard z.B. ein Komplettsystem, bestehend aus Kunststoffgittern (Maschenweite: 39 mm), Dübeln und Mörtel an (**Abb.4.12**). Kunststoff ist besonders geeignet, da er annähernd den gleichen E-Modul wie Mauerwerk besitzt und resistent gegen alle im Mörtel vorkommenden chemischen Elemente ist. Die Mehrkosten an Material gegenüber unbewehrtem Mauerwerk sind gering.

Während bei bestehenden Gebäuden die Anwendung der Gitter nachträglich nur an den Außenwandflächen möglich ist, kann bei Neubauten die Bewehrung zusätzlich in den Lagerfugen eingebaut werden. Auch wenn diese Variante keine oberflächenapplizierte Lösung darstellt, sollen aus Gründen der Vollständigkeit zusätzlich zur Variante der äußeren Umschließung auch hierfür die rechnerischen Grundlagen im Folgenden kurz vorgestellt werden.

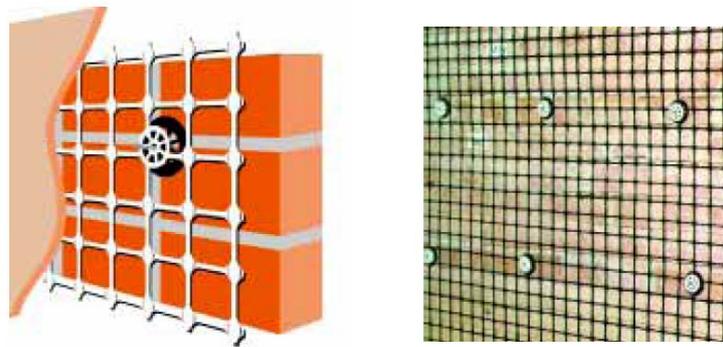


Abb.4.12 – Komplettsystem RichterGard

a) Kunststoffgitter als Lagerfugenbewehrung

Ursprünglich bestand Mauerwerk aus elastischen, spröden Ziegeln und plastischen, aber duktilen Kalkmörteln. Sofronie [Sof00] bezeichnet dies als „echtes Mauerwerk“, da nur dieses in der Lage ist, Spannungsspitzen an kritischen Stellen wie den Vertikalfugen abzubauen und in weniger stark beanspruchte Bereiche umzulagern. Dabei wird die durch kurzzeitig

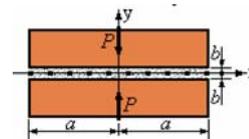
wirkende Kräfte eingebrachte Energie in den elastischen Ziegelsteinen „zwischengelagert“ und danach durch plastische Verformungen (Relaxation) des Mörtels abgebaut. Für diese Eigenschaft der Selbstanpassung des Mauerwerks wurde im Jahr 2000 der Begriff „Sandwich effekt“ geprägt [Sof03]. Heutiges Mauerwerk unterscheidet sich darin, dass die verwendeten Kalk-Zement-/Zementmörtel nicht die gewünschte Duktilität reiner Kalkmörtel aufweisen. Der positive „Sandwich effekt“ kann sich nicht ausbilden. Abhilfe kann durch den Einsatz von Lagerfugenbewehrung aus Kunststoff geschaffen werden.

Im Folgenden soll eine einfache Bemessungsmethode für den Einsatz von Kunststoffbewehrung in Lagerfugen zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Beanspruchung durch Längskräfte und quer zur Ausfachung wirkenden Querkräften vorgestellt werden. Für die ausführliche Herleitung der Formeln wird auf [Sof03] verwiesen.

▪ Reine Längskraft

Auf der Grundlage des mathematischen Modells nach Prandtl [Sof03] ergibt sich die maximal aufnehmbare Längskraft N einer reinen Mörtelfuge aus:

$$N = f_{vko} \cdot \frac{a}{b} \cdot [a + (\pi + 2) \cdot b]$$



Bei Einsatz einer Kunststoffbewehrung mit der Zugfestigkeit Z lässt sich mit Hilfe der folgenden Gleichungen die erhöhte aufnehmbare Normalkraft N berechnen (der Einsatz von Bewehrung ist erst sinnvoll ab größeren Werten für N als nach obiger Gleichung bei reiner Mörtelfuge):

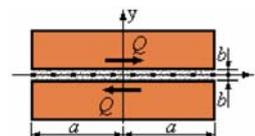
$$Z_{erf} = K \cdot N_{vorh} \quad \text{bzw.} \quad N_{aufnehmbar} = \frac{Z_{vorh}}{K} \quad \text{mit} \quad K = \frac{2(\rho + 1)}{\rho[\rho + (\pi + 2)]} \quad \text{und} \quad \rho = \frac{a}{b}$$

Die vorhandenen Zugfestigkeiten der Kunststoffgitter werden in kN/m angegeben, z.B. $Z = 40$ kN/m für SS40 der Firma Tensar. Ist bei gegebener Normalkraft die aufzunehmende Zugkraft Z zu groß für ein Gitter, müssen mehrere Lagerfugen bewehrt werden.

▪ Reine Schubkraft (quer zur Ebene)

Die aufnehmbare Querkraft der reinen Mörtelfuge ergibt sich aus:

$$Q = 2 \cdot a \cdot f_{vko}$$



Es wird angenommen, dass die gesamte Querkraft von der Kunststoffbewehrung aufgenommen wird. Somit beträgt die aufnehmbare Querkraft in der Lagerfuge:

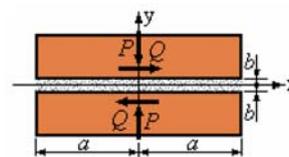
$$Q_{cap} = Z$$

Für den Nachweis muss jede Lagerfuge einzeln überprüft werden.

▪ Kombinierte Beanspruchung aus Längskraft und Schubkraft (quer zur Ebene)

Für Verhältnisse von $q = Q_{vorh} / (4 \cdot f_{vk0} \cdot a) < 0,75$ kann die aufnehmbare Längskraft N_{cap} (bei vorhandener Querkraft und ohne Bewehrung) näherungsweise wie folgt berechnet werden:

$$N_{cap} = \frac{\pi}{2} \cdot f_{vk0} \cdot a + \frac{a}{4b} (4f_{vk0} \cdot a - Q_{vorh})$$



Bei Einsatz von Lagerfugenbewehrung wird der Ausdruck $f_{vk0} \cdot a$ durch $Z/2$ ersetzt.

Für Verhältnisse $q > 0,75$ ist der Zusammenhang zwischen N und Q nichtlinear. Superposition ist nicht möglich. Bei kleinen Querkraften ist der Einfluss von a/b größer als bei großen Werten von Q . Die Lagerfugenbewehrung bewirkt aufgrund der geringen Haftscherfestigkeiten von Mörtel eine beträchtliche Erhöhung der aufnehmbaren Längskraft N_{cap} .

Eine weitere Lösung zum Bewehren des Lagerfugenbereichs von Mauerwerk bietet die Firma H-Bautechnik mit dem Produkt Griprip[®] an. Dieser spezielle Mauerwerksverbinder aus Aramid-Gittergewebe kann laut Hersteller auch zur Verstärkung von Mauerwerk in Erdbebengebieten verwendet werden [HBa08].

b) Kunststoffgitter als äußere Umfassung der Wände

Durch die Umfassung von Mauerwerkswänden mit Hilfe von Kunststoffgittern (**Abb.4.13**) kann z.B. die Biegetragfähigkeit der Wände in Querrichtung beträchtlich erhöht werden. Im Gegensatz zur Bewehrung der Lagerfugen kann hier von einem Verbundwerkstoff gesprochen werden, da das Prinzip von St.Venant erfüllt ist (örtliche Spannungsspitzen können bei der Berechnung vernachlässigt werden). Zur Erzielung bestmöglicher Ergebnisse müssen die Gitter sorgfältig verlegt werden. Dübel müssen in einem gleichmäßigen Raster angeordnet werden. Erst nach vier Wochen ist der Putz (18-24 mm) voll ausgehärtet und es kommt zu keinen Spannungskonzentrationen an den Dübeln [Sof00]. Sofronie schlägt außerdem eine Lagerfugendicke von 15 mm vor.



Abb.4.13 – Umfassung durch Gitter

Das von der Firma RichterGard angebotene Komplettsystem konnte sich jedoch trotz seiner Vorzüge leider nicht auf dem Markt etablieren.

Eine weitere Möglichkeit, die Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden zu erhöhen, ist das nachträgliche Aufbringen eines nur punktuell auf der Wandoberfläche verankerten Kunststoffgitters (ohne flächigen Verbund mit Matrix). Dieses könnte die Funktion einer vertikalen und horizontalen Zugbewehrung bei Beanspruchung der Ausfachung durch Plattenbiegung (Querlasten) übernehmen. Da die üblicherweise im Erd-, Deponie- und Verkehrsbau verwendeten Geogitter ähnliche Eigenschaften wie das Gitter des Systems RichterGard aufweisen, wurde das Geogitter SECUGRID der Firma Naue ausgewählt, um die Wirkungsweise des Kunststoffgitters als Bewehrung zu untersuchen. Das Geogitter besteht aus Polypropylen oder Polyester (**Abb.4.14**) und ist ein Bewehrungsgitter der dritten Generation, dessen Konstruktionsdehnung durch Reckung (zweiachiale Streckung) im Gegensatz zu älteren Gittern bei 0% liegt.



Abb.4.14 – Ausschnitte Geogitter

▪ Berechnungsgrundlagen

Es liegt ein Verbundwerkstoff aus Mauerwerk und Kunststoffbewehrung vor, dessen Tragprinzip dem von Stahlbeton entspricht. Der Verbund wird entweder flächig über einen geeigneten Putz, der die Gitter umschließt, oder punktuell über Dübel realisiert. Der größte

Unterschied zum Stahlbeton ist die geringe Differenz der E-Moduli beider Materialien (nur Faktor 1...2 im Gegensatz zu Faktor 6...8 bei Stahlbeton).

Ausgangswerte für die Bemessung sind die Spannungs-Dehnungslinien der beteiligten Baustoffe. Bei dem Ansatz nach Ebert [Ebe00] wird das Bemessungskonzept von Stahlbeton auf bewehrtes Mauerwerk übertragen. Für Mauerwerk wird dabei eine parabel-rechteckförmige Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit $\varepsilon = -0,2 \%$ bei Erreichen der Grenzdehnung und eine minimal zulässige Dehnung von $\varepsilon = -0,35 \%$ angesetzt (**Abb.4.15**).

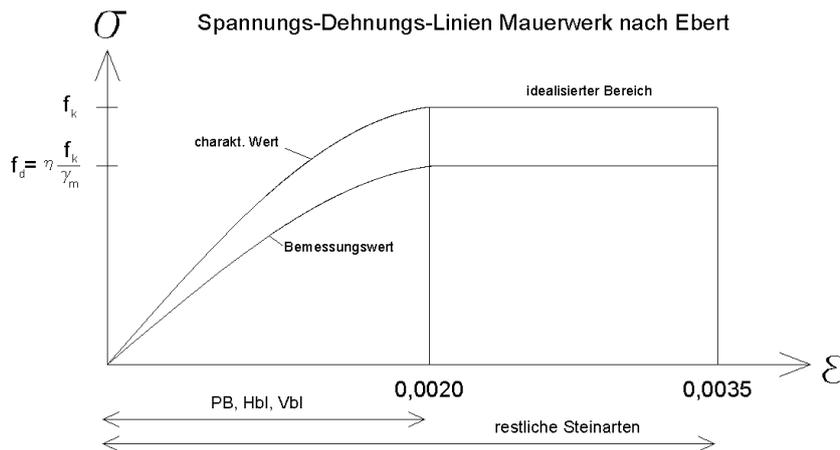


Abb.4.15 – Spannungs-Dehnungslinien Mauerwerk nach Ebert

Neuere Untersuchungen [Schu90] haben gezeigt, dass das tatsächliche Tragverhalten von Mauerwerk mit geringen Festigkeiten nicht befriedigend abgebildet wird. In Abhängigkeit der Steinart werden unterschiedliche Spannungs-Dehnungslinien vorgeschlagen. Im konkreten Fall empfiehlt Schubert für Hochlochziegel und Porenbetonsteine einen dreieckigen Spannungsverlauf anstelle des parabelförmigen (**Abb.4.16**). Dehnungen größer als $\varepsilon = -0,2 \%$ werden hier nicht zugelassen.

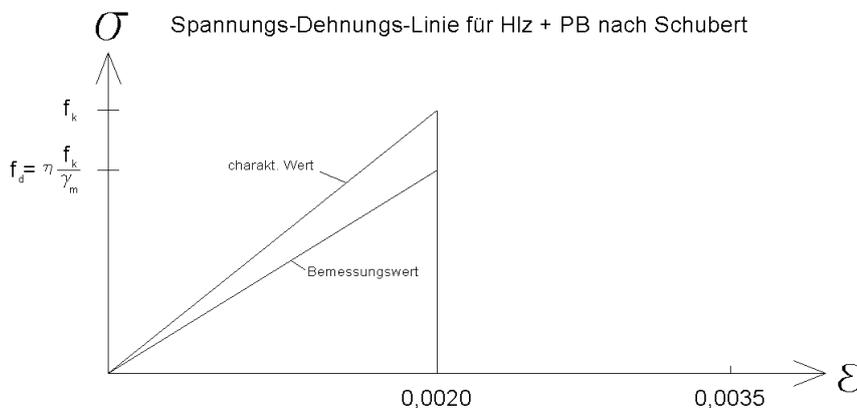


Abb.4.16 - Spannungs-Dehnungslinie für Hz - PB nach Schubert [Schu90]

Die verwendeten Kunststoffgitter der Firma Naue bestehen aus Polyester (PES/PET) oder Polypropylen (PP). Diese Materialien können Zugspannungen von ca. 250 N/mm² aufnehmen und besitzen einen relativ hohen E-Modul. Diese guten Materialwerte werden durch den Vorgang des Verstreckens bei der Produktion möglich. In **Abb.4.17** ist das Kraft-Dehnungs-Verhalten verschiedener Bewehrungsgewebe der Firma Naue dargestellt [Hee04]. Im Gegensatz zum Bewehrungsstahl verhalten sich diese Kunststoffe bis zum Erreichen der Höchstzugkraft annähernd elastisch.

Typisches Kraft-Dehnungsverhalten verschiedener Bewehrungsprodukte im Gebrauchslastbereich gemäß DIN EN ISO 10319



Abb.4.17 – Kraft-Dehnungsverhalten verschiedener Bewehrungsprodukte (aus [Mü100])

Es kann also vereinfacht ein linearer Verlauf angenommen werden (**Abb.4.18**). Als Bewehrungsgitter wurde der Typ SECUGRID 30/30 Q1 der Firma Naue aus Polypropylen gewählt. Die angesetzten Materialeigenschaften sind der Produktbeschreibung auf der Webseite des Herstellers [Nau08] entnommen.

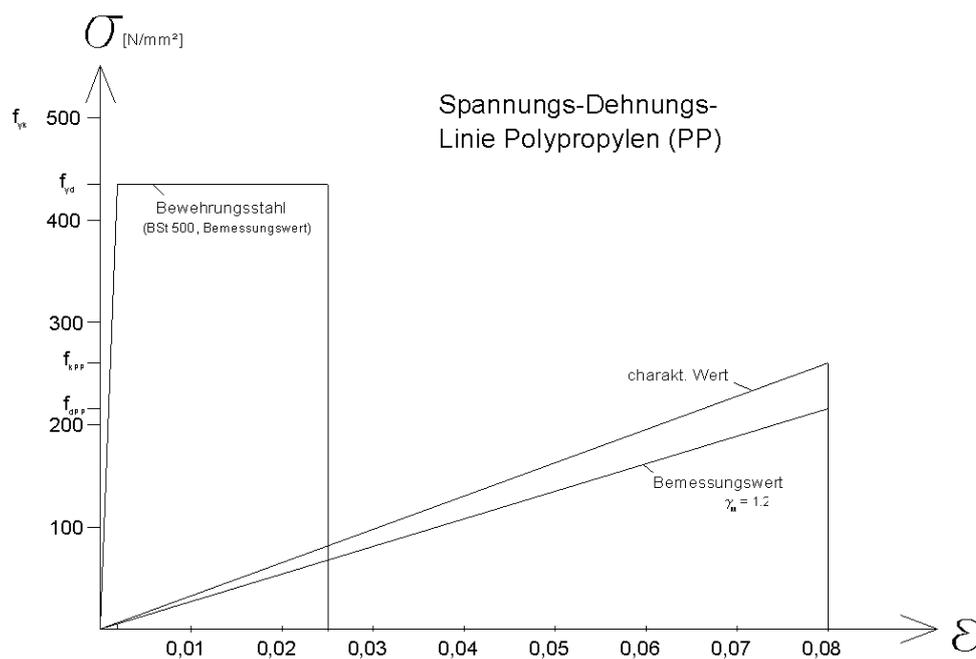


Abb.4.18 – Spannungs-Dehnungs-Linie Polypropylen (PP)

Bei zweiseitiger Lagerung einer Mauerwerkswand am Kopf und Fuß wird der Wandquerschnitt durch das Biegemoment M_{Eds} beansprucht. Die günstig wirkende Normalkraft aus Eigengewicht des Mauerwerks wird hier vernachlässigt. **Abb.4.19** zeigt den Querschnitt, die Dehnungen, die Spannungen und die Kräfte infolge der aufzunehmenden Schnittgrößen.

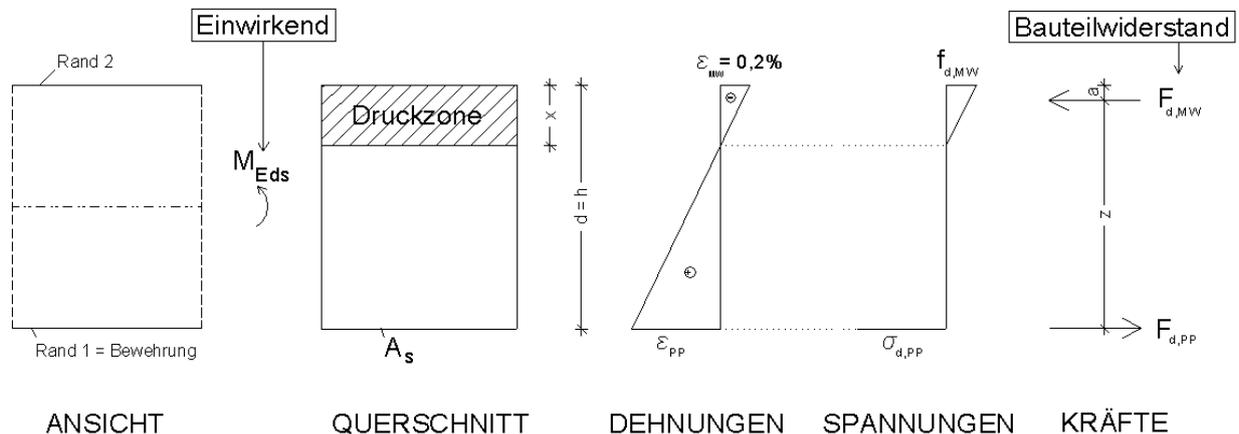


Abb.4.19 – Ansicht, Querschnitt, Dehnungen, Spannungen, Kräfte am Querschnitt

Der Abstand der Nulllinie vom Druckrand ergibt sich aus:

$$x = \frac{\varepsilon_{MW}}{|\varepsilon_{MW}| + |\varepsilon_{PP}|} \cdot d$$

Die Druckkraft auf 1 m Wandbreite bezogen ist:

$$F_{d,MW} = 100 \cdot x \cdot f_{d,MW} / 2$$

Der Hebelarm der inneren Kräfte ist:

$$z = d - a = d - \frac{x}{3}$$

Das aufnehmbare Biegemoment beträgt:

$$M_{Rd} = F_{d,MW} \cdot z = F_{d,PP} \cdot z$$

Der Berechnungsablauf erfolgt iterativ. Es müssen Dehnungen ε_{MW} und ε_{PP} gefunden werden, für die $M_{Eds} = M_{Rd}$ gilt.

Im Folgenden soll mittels der obigen Gleichungen ein Beispiel berechnet und anschließend die Ergebnisse durch eine Vergleichsberechnung mit Hilfe der FE-Software SOFISTIK überprüft werden.

▪ Rechenbeispiel (Handrechnung und FE-Rechnung)

Für eine durch Erdbeben senkrecht zu ihrer Fläche belastete Mauerwerkswand soll die erforderliche Kunststoffbewehrung iterativ ermittelt werden. In einer Nebenrechnung wurde für ein typisches fünfgeschossiges Wohngebäude im Iran zuvor eine horizontale Ersatzflächenlast infolge Erdbeben von $1,8 \text{ kN/m}^2$ für die zweiseitig gelagerte Wand im obersten Geschoss ermittelt. Die Geschosshöhe beträgt $3,00 \text{ m}$, die Wanddicke $0,24 \text{ m}$, und das Gebäude befindet sich in der Erdbebenzone 1 ($a = 0,35g$). Das resultierende Biegemoment in Feldmitte ist $2,0 \text{ kNm/m}$.

Beanspruchung: $M_{Eds} = 2,0 \text{ kNm/m}$

Baustoffe: Mauerwerk SFK 8, MG I
 $E_{MW} = 1980 \text{ MN/m}^2$

$$f_{d,MW} = \eta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 1,8 / 1,2 = 1,28 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung SECUGRID 30/30 Q1 (Fa. Naue)

$E_{PP} = 4200 \text{ MN/m}^2$

$$f_{d,PP} = f_{k,PP} / \gamma_M = 250 \text{ N/mm}^2 / 1,2 = 208 \text{ N/mm}^2$$

1. Iteration

Dehnungsverteilung $\varepsilon_{MW} / \varepsilon_{PP} = 0,002 / 0,030$ (Annahme)

Druckzonenhöhe $x = \frac{\varepsilon_{MW}}{|\varepsilon_{MW}| + |\varepsilon_{PP}|} \cdot d = \frac{0,002}{0,002 + 0,030} \cdot 0,24 = 0,015 \text{ m}$

Druckkraft $F_{d,MW} = 100 \cdot x \cdot f_{d,MW} / 2 = 100 \cdot 1,5 \cdot 0,128 / 2 = 9,6 \text{ kN}$

Hebelarm $z = d - a = d - \frac{x}{3} = 0,24 - \frac{0,015}{3} = 0,235 \text{ m}$

Aufnehmbares Moment $M_{Rd} = F_{d,MW} \cdot z = 9,6 \cdot 0,235 = 2,3 \text{ kNm} \neq M_{Eds}$

→ neue Annahme der Dehnungsverteilung

2. Iteration

Dehnungsverteilung $\varepsilon_{MW} / \varepsilon_{PP} = 0,002 / 0,034$ (neue Annahme)

Druckzonenhöhe $x = \frac{0,002}{0,002 + 0,034} \cdot 0,24 = 0,013 \text{ m}$

Druckkraft $F_{d,MW} = 100 \cdot 1,3 \cdot 0,128 / 2 = 8,3 \text{ kN}$

Hebelarm $z = 0,24 - \frac{0,013}{3} = 0,235 \text{ m}$

Aufnehmbares Moment $M_{Rd} = 8,3 \cdot 0,235 = 2,0 \text{ kNm} = M_{Eds}$
 → Dehnungsverteilung richtig angenommen

Spannung Bewehrung $f_{PP} = \varepsilon_{PP} \cdot E_{PP} = 0,034 \cdot 4200 = 143 \text{ N/mm}^2 \leq f_{d,PP}$

erforderliche Bewehrung $A_{PP} = F_{d,PP} / f_{PP} = 8,3 / 14,3 = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Das Geogitter SECUGRID 30/30 Q1 hat einen Querschnitt von ca. 1,2 cm²/m.

Es müsste somit jeder zweite vertikale Strang des Geogitters in jeder Steinschicht durch Dübel verankert werden. Zum Wandkopf und Wandfuß hin kann die Anzahl der Dübel in horizontaler Richtung verringert werden. Bei kontinuierlichem Verbund durch einen Spezialputz wirkt der gesamte Querschnitt des Gitters. Dieses System erfordert allerdings den Einsatz von speziellen Gittern mit profilierten Stäben (Gesamtsystem durch Fa. RichterGard).

Zum Vergleich wurde die zuvor per Hand bemessene Wand als FE-Modell in Sofistik abgebildet. Die Lagerfugen wurden durch nichtlineare Federn abgebildet. In **Abb.4.1** ist die Wand kurz vor Überschreitung der Zugfestigkeit in der Lagerfuge, in **Abb.4.2** nach abgeschlossenem Rissbild dargestellt. Im ungerissenen Zustand sind die hoch beanspruchten Druck- und Zugzonen (rot) am Wandrand gut erkennbar. Die Bewehrung erhält nur minimale Zugkräfte. Nach Abschluss des Rissbildes ist die ehemalige Zugzone der Wand nahezu spannungsfrei (hellblaue Bereiche), während die Kunststoffbewehrung die komplette Zugkraft aufnimmt (rote Linien). Es existiert eine nur noch sehr schmale Druckzone in der Wand. Das Ergebnis der FE-Rechnung bestätigte die Resultate der iterativen Handrechnung.

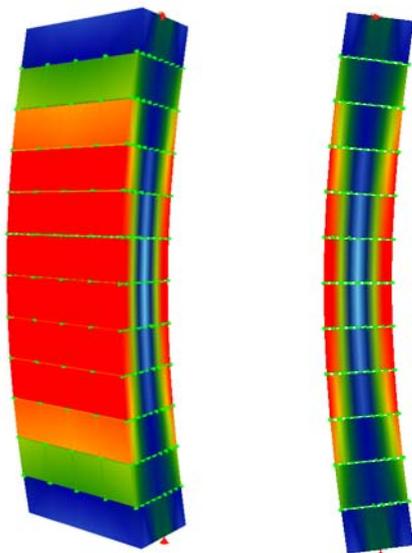


Abb.4.20 – Ungerissene Lagerfugen

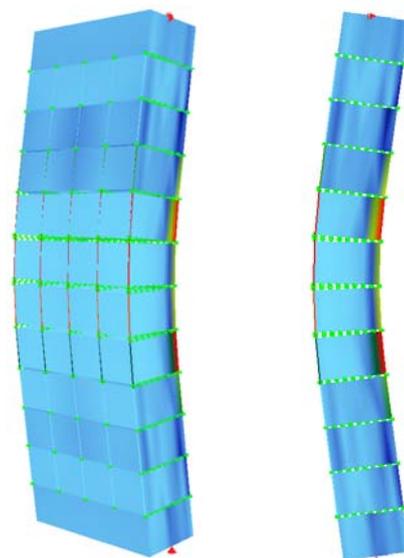


Abb.4.21 – Gerissene Lagerfugen

Abschließend muss der konstruktive Aufwand hinsichtlich der praktischen Ausführung kritisch hinterfragt werden. Die Anwendung von Geogittern als außenliegende Bewehrung für das Mauerwerk funktioniert zwar prinzipiell, allerdings ist die Realisierung des Verbundes (besonders mit Dübeln) sehr aufwändig, sodass die Anwendung der zuvor vorgestellten Faserverbundwerkstoffe hier praktikabler ist.

4.4 Vorgespanntes Mauerwerk

4.4.1 Allgemeines

Eine weitere Möglichkeit, die Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden bei Angriff horizontaler Lasten in Wandebene und/oder senkrecht dazu zu verbessern, ist der Einsatz von vorgespanntem Mauerwerk. Der relativ hohen Druckfestigkeit von reinem Mauerwerk steht dessen geringe Zugfestigkeit und dessen geringe und stark von der Auflast abhängige Schubfestigkeit entgegen. Bei vertikal gering belastetem Mauerwerk wie z.B. bei ausfachenden Wänden kann die Vorspannung eine gezielte Vergrößerung der vorhandenen Wandnormalkraft bewirken, wodurch die Biegetragfähigkeit rechtwinklig zur Wandebene deutlich erhöht wird. Biegezugspannungen werden dann durch die Vorspannung überdrückt. Rissbreiten und Durchbiegungen infolge Querlasten nehmen ab und verbessern ebenso die Gebrauchstauglichkeit des Mauerwerks. Außerdem weist vorgespanntes Mauerwerk nach Ganz [Gan90] ein stark duktileres Verformungsverhalten auf. In **Abb.4.22** ist die Interaktionskurve für vorgespanntes Mauerwerk mit dem sogenannten Balance-Point dargestellt. Für einen sinnvollen Einsatz der Vorspannung sollte die Summe der Normalkräfte aus Vorspannung und Auflast unterhalb dieses Grenzwertes liegen.

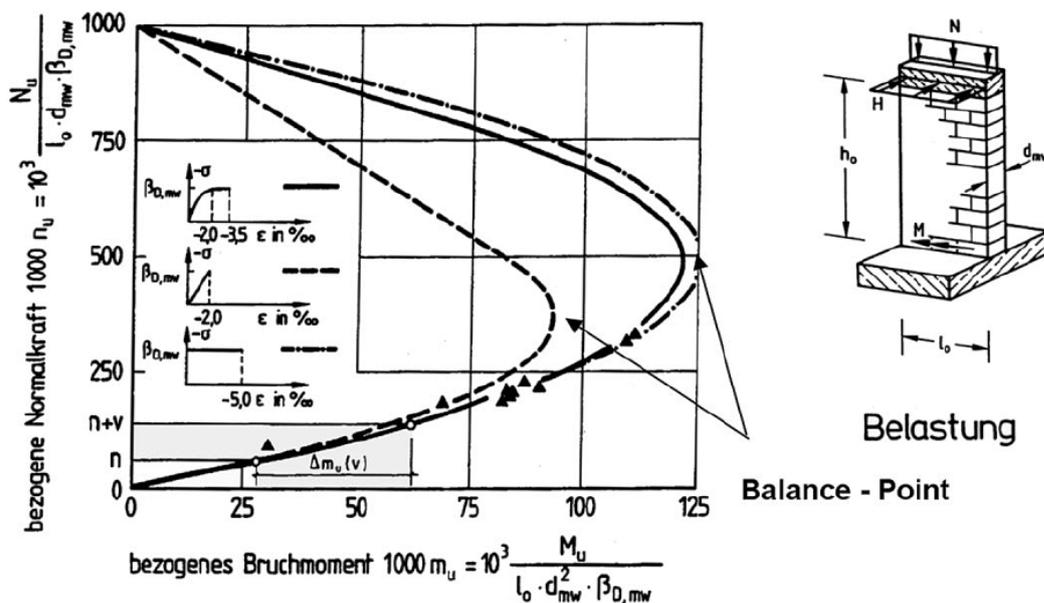


Abb.4.22 – Interaktionskurve für vorgespanntes Mauerwerk (Bildquelle: [Bud04])

Durch große Normalspannungen kann weiterhin die Schubtragfähigkeit, im Lastfall Erdbeben häufig die maßgebende Größe, gezielt erhöht werden.

In **Abb.4.23** ist die Zunahme der aufnehmbaren Horizontalkraft mit wachsender Normalkraft dargestellt. Ab 60% der bezogenen Normalkraft fällt die Kurve allerdings ab. Eine weitere Erhöhung der Normalkraft würde demnach die Schubtragfähigkeit wieder verringern.

Die nachfolgend vorgestellten Möglichkeiten beziehen sich auf Varianten mit einer planmäßig von außen aufgetragenen Vorspannkraft. Ebenso kann aber auch allein das Eigengewicht der Ausfachungen für eine Überdrückung möglicher Zugspannungen vor allem

in den unteren Geschossen eines Gebäudes sorgen. Voraussetzung hierfür ist allerdings eine Beteiligung des Mauerwerks am Vertikallastabtrag über die gesamte Gebäudehöhe. Im Abschn.2.7.2d wurde hierzu eine Untersuchung durchgeführt. Im Normalfall wirken jedoch keine anderen Vertikallasten außer dem Eigengewicht auf die Ausfachungen, die Vertikallasten der Geschossdecken werden planmäßig über Riegel und Stiele abgetragen.

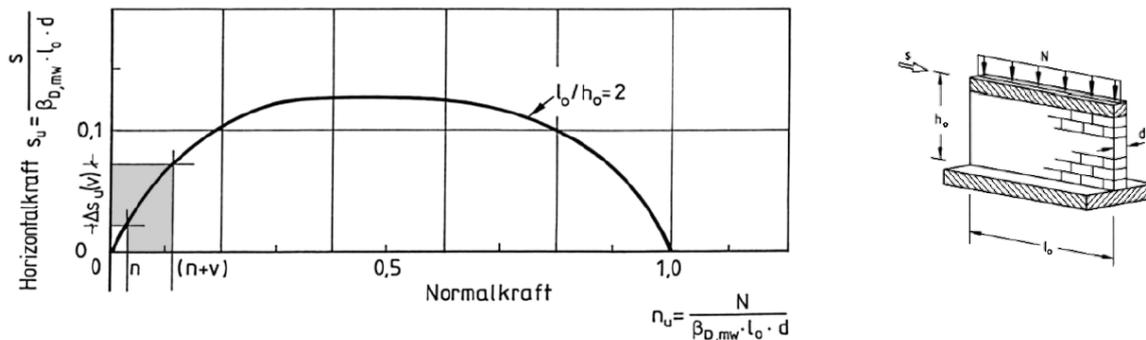


Abb.4.23 – Aufnehmbare Horizontalkraft (Bildquelle: [Thü90])

4.4.2 Vorgespannte Ausfachungen aus Fertigbauteilen

Falls der Nachweis der Gebäudestabilisierung mit unbewehrtem Mauerwerk nicht gelingt, können zur Aussteifung gezielt vorgespannte Mauerwerkswände herangezogen werden. Ein Beispiel hierfür ist die neu errichtete Halle 8 der Materialprüfanstalt Braunschweig [Bud06a]. Dort wurden erstmals vorgefertigte Mauertafeln aus vorgespanntem Kalksandsteinmauerwerk eingesetzt. Dieses Beispiel zeigt, dass Ausfachungen planmäßig als aussteifende Scheibenelemente genutzt werden können (Voraussetzung: keine Bewegungsfuge zwischen Ausfachung und Rahmen ausbilden). Quer zur Wandebene könnte sogar am Wandkopf auf eine horizontale Halterung verzichtet werden, falls die Ausbildung als Kragwand erfolgt. Wenn jede Ausfachung als für sich allein stehender Kragarm vorgespannt wird, müssen die Vorspannkkräfte in jedem Geschoss in die bestehenden Stahlbetondecken eingeleitet werden.

Die Vorteile beim Einsatz von Fertigbauteilen für Ausfachungswände liegen in einer witterungsunabhängigen und teilautomatisierten Herstellung der Elemente und kürzeren Rohbauzeiten. Kalksandsteine eignen sich wegen ihrer Maßgenauigkeit besonders gut dafür. Der größere Aufwand für die Vorspannung wird durch den Vorfertigungsgrad fast vollständig kompensiert und führt zu wirtschaftlichen Ergebnissen [Bud06b].

Eine Spanngliedführung durch die Deckenscheiben über mehrere Geschosse ist hier möglich. Die Wände werden als komplette Wandtafeln auf die Baustelle geliefert und vor Ort vorgespannt (**Abb.4.24**). Sie wirken als einachsige oder mehrachsige gelagerte Platten (mit erhöhter Biegetragfähigkeit infolge Vorspannung), für die allerdings eine Halterung an den Wandrändern erforderlich ist.



Abb.4.24 – Vorgefertigte vorgespannte Mauertafeln aus Kalksandstein (Bildquelle: [Bud06a])

In den deutschen Normen gibt es im Gegensatz zum EC6 noch keine Bemessungsregeln für vorgespanntes Mauerwerk. Es bedarf hierfür jeweils einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die von einzelnen Firmen angebotenen Systeme oder einer Zustimmung im Einzelfall. Anbieter von Systemen aus vorgespanntem Mauerwerk in Deutschland sind z.B. die Xella International GmbH oder die Augsburger Kalksandstein GmbH & Co.KG. Im Folgenden sollen zwei Systeme zu vorgespanntem Mauerwerk anhand von praktischen Beispielen kurz vorgestellt werden. Dabei handelt es sich um ein amerikanisches und um ein Schweizer System.

4.4.3 Amerikanisches System [Sup08]

Eine amerikanische Firma [Sup08] bietet ein Komplettsystem für vorgespanntes Mauerwerk an. Die Mauersteine bestehen aus Beton mit einer Druckfestigkeit von ca. 20 N/mm². Der Normalstein (**Abb.4.25**) ist seitlich geöffnet und besitzt zur Vermeidung von Wärmebrücken nur in der Mitte einen kleinen Verbindungssteg. Der Spezialstein für die Aufnahme des Spanngliedes besitzt einen Verankerungsblock (**Abb.4.26**).

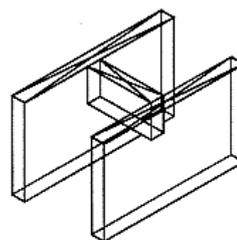
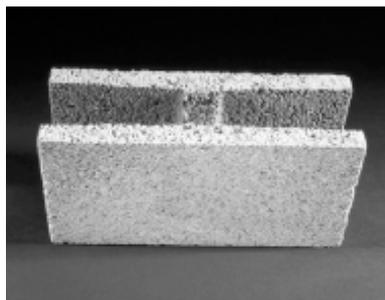


Abb.4.25 - Normalstein (Bildquelle: [Sup08])

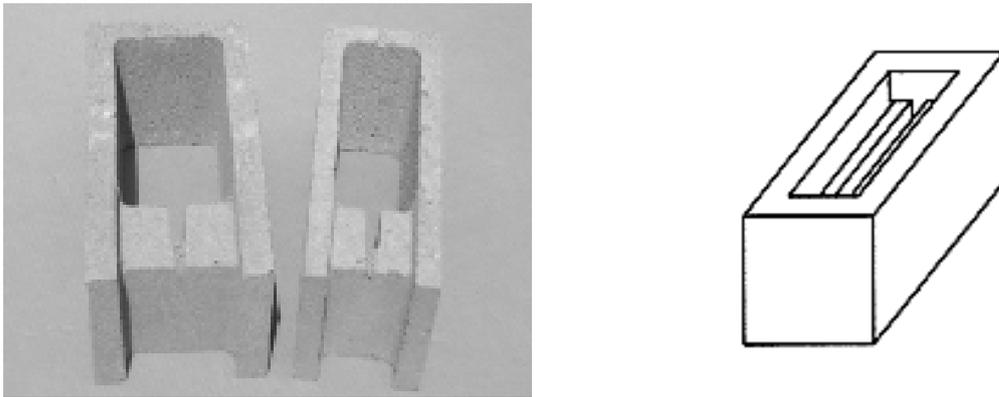


Abb.4.26 – Spezialstein mit Verankerungsblock (Bildquelle: [Sup08])

Die aus Monolithen bestehenden Spannglieder werden gleichzeitig mit der Errichtung der Wand eingebaut. Der Abstand zwischen den vertikalen Spannstäben beträgt 1,0...2,5 m [Pfe01]. Die Streckgrenze des Stahles beträgt $f_y = 410 \text{ N/mm}^2$, der Durchmesser der Litzen 11 mm. Jedes Spannglied wird mit einer Kraft von mindestens 33 kN vorgespannt. Dies kann manuell mit Hilfe einer Handpumpe erfolgen (**Abb.4.27**).



Abb.4.27 – Vorspannen per Handpumpe (Bildquelle: [Sup08])

In **Abb.4.28** ist ein Querschnitt durch die vorgespannte Mauerwerkswand dargestellt. Die Einleitung der Spannkraft am Fußpunkt wird durch ein in das Fundament einbetoniertes Kopplungsstück realisiert. Die Spanngliederankerung am Kopf erfolgt in einem speziellen Formstein, dessen Aussparung für einen geraden Wandabschluss am Ende vermörtelt wird. Zur Erzielung einer besseren Wärmedämmung kann der Hohlraum optional mit Schaum ausgefüllt werden.

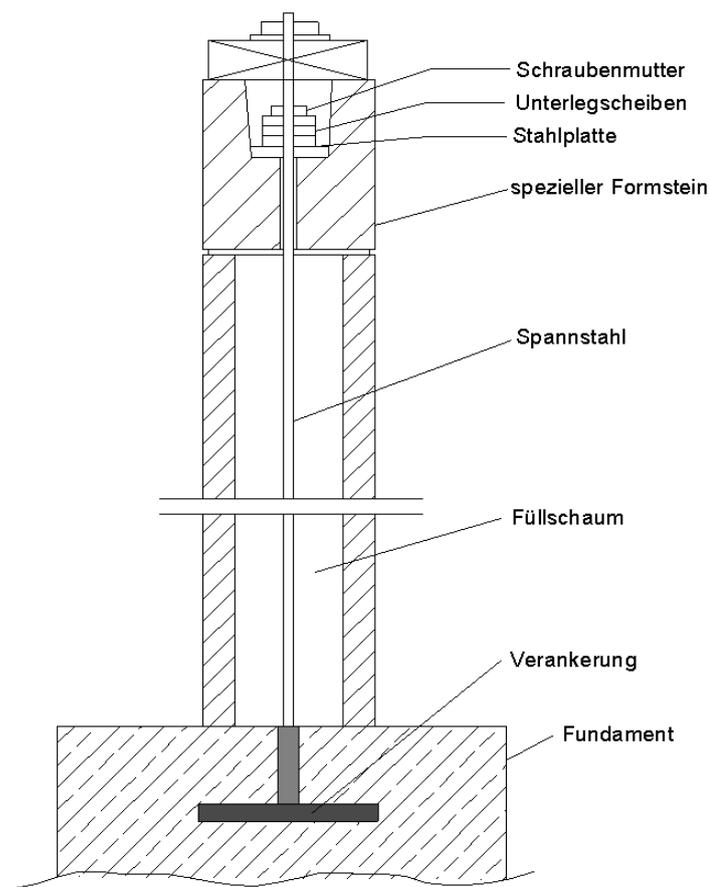


Abb.4.28 – Querschnitt durch vorgespannte Mauerwerkswand

Das vorgestellte System kam beim Wohnhaus des Architekten Wendell Burnette in Phoenix (**Abb.4.29**) zum Einsatz. Dort wurden z.B. 1,20 m bzw. 2,40 m lange auskragende Wandabschnitte realisiert. Ihre Höhe beträgt fast 8 m. Einige Wände wurden biegesteif mit Deckenscheiben verbunden. Durch die so entstandenen eingespannten Rahmen ist die Aussteifung in Querrichtung gewährleistet. Details zum Anschluss Wand-Decke sind in [Sup08] zu finden.



Abb.4.29 – Wohnhaus in Phoenix, USA (Bildquelle: [Bur08])

4.4.4 Schweizer System [Str08]

Bei diesem System aus der Schweiz erfolgt die Vorspannung durch vertikal angeordnete Lamellen aus kohlenstoffaserverstärktem Kunststoff (**Abb.4.30**).

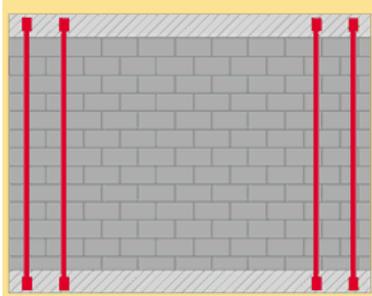


Abb.4.30 – Vertikale Anordnung der Lamellen (Bildquelle: [Str08])

Die Vorspannung kann dabei sogar als nachträgliche Verstärkung von Ausfachungen fungieren und ist deshalb besonders für Sanierungsmaßnahmen geeignet. Das System besteht aus dünnen Lamellen (60 mm x 2,4 mm) und jeweils einer festen (**Abb.4.31**) und einer beweglichen (**Abb.4.32**) Verankerung.

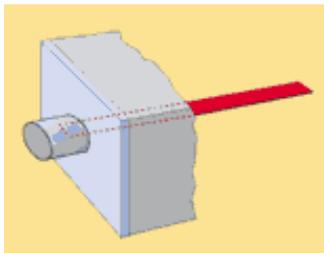


Abb.4.31 - Feste Verankerung [Str08]

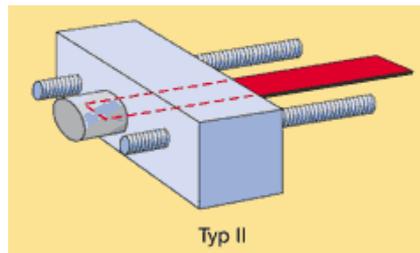


Abb.4.32 – Bewegliche Verankerung (Bildquelle: [Str08])



Ein Anwendungsbeispiel hierfür ist das Feuerwehrhaus im schweizerischen Visp (**Abb.4.33**). Bei Untersuchungen ergaben sich am Gebäude Mängel hinsichtlich der Erdbebensicherheit des Tragwerks, das aus mit Kalksandsteinen ausgefachten Stahlbetonrahmen bestand. Um künftige Erdbebenlasten ausschließlich über die Ausfachungen abzutragen, wurde das Mauerwerk mittels 8 CFK-Lamellen extern und ohne Verbund vorgespannt. Dabei wurden die Lamellen durch die Decke über dem Erdgeschoss geführt. Durch die Sanierung konnten die Ausfachungen für Erdbebenbeanspruchungen in beide Richtungen gesichert und somit die Stabilität des gesamten Gebäudes wiederhergestellt werden.



Abb.4.33 – Feuerwehrhaus in Visp, Schweiz (Bildquelle: [Tru04])

4.5 Bewehrtes Mauerwerk

4.5.1 Allgemeines

Bewehrtes Mauerwerk kam erstmals zu Beginn des 19. Jahrhunderts zum Einsatz, praktische Bedeutung erlangte es aber erst nach dem ersten Weltkrieg, vor allem in den USA. Inzwischen findet diese Bauart auch in Europa auf Grundlage moderner Bemessungsnormen verbreitet Anwendung. Dazu beigetragen haben das inzwischen weiterentwickelte Wissen auf dem Gebiet sowie die Wirtschaftlichkeit dieser Technik [Tim04].

Bewehrtes Mauerwerk kann entweder aus statischen oder/und aus konstruktiven Gründen angewendet werden. Der Einsatz aus konstruktiven Gründen dient in der Regel der Vermeidung bzw. der Begrenzung von Rissen, die infolge von Zwangsbeanspruchungen (meist Schwindverformungen) entstehen können. Die in den Lagerfugen eingelegte Bewehrung sorgt hier für eine bessere Verteilung der Risse und minimiert somit Schäden am Bauteil.

Bewehrtes Mauerwerk aus statischen Gründen wird zum Beispiel in Form von Ringankern/-balken oder bewehrten Kellerwänden ausgeführt. Hier können gewöhnlich aus Stahlbeton hergestellte Bauteile vollständig durch bewehrtes Mauerwerk ersetzt werden. In Deutschland ist für bewehrtes Mauerwerk nur die Bewehrung in horizontaler Richtung (Einbau in Lagerfugen oder Rillensteinen) baupraktisch von Bedeutung, im Vergleich zu anderen Ländern gibt es noch relativ wenig Erfahrungen mit kreuzweise bewehrten Mauerwerkswänden.

4.5.2 Horizontalbewehrung in Ausfachungen

Neben dem einfachen Verlegen von Einzelstäben existieren für die horizontalen Lagerfugen fertige Lösungen wie z. B. das Bewehrungssystem Murfor®. Es handelt sich dabei um ein vorgefertigtes Bewehrungselement, das aus zwei parallel verlaufenden Drähten, die über weitere Drähte diagonal miteinander verschweißt sind, besteht (**Abb.4.34** und **Abb.4.35**).



Abb.4.34 – Bewehrungselement Murfor® [Tim04]



Abb.4.35 – Murfor® im Mauerwerk (Bildquelle: [Tim04])

Durch den Einsatz von Lagerfugenbewehrung wird die Festigkeit des Mauerwerks erhöht, da dessen Zugfestigkeit (speziell Biegezugbeanspruchung) verbessert wird. Forscher der Universität Pavia (Italien) führten Erdbebenversuche an ausgefachten Stahlbetonrahmen durch, deren Ausfachungen in den Lagerfugen mit dem Bewehrungssystem Murfor® verstärkt worden waren. Sie stellten eine erhebliche Traglasterhöhung gegenüber den unbewehrten Varianten fest. Dies gilt für Beanspruchungen der Mauerwerkskonstruktionen sowohl in Längs- als auch in Querrichtung. Die Wände konnten Bodenbeschleunigungen von 0,35g bis 0,60g widerstehen [Tim04]. Die günstige Rissverteilung ermöglichte anschließend eine relativ leichte Sanierung im Gegensatz zu unbewehrten Wänden, die bei gleicher Beanspruchung irreparable Schäden davontrugen. Bei eingefasstem Mauerwerk könnte die Lagerfugenbewehrung die horizontalen (üblicherweise aus Stahlbetonbalken bestehenden) Einfassungselemente komplett ersetzen (**Abb.4.36**) und somit den Bauablauf einfacher und kostengünstiger gestalten.

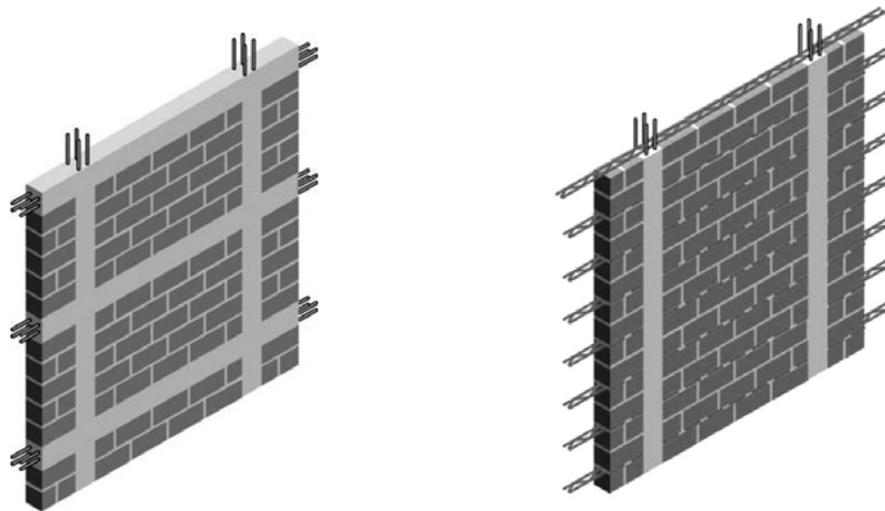


Abb.4.36 – Ersatz der horizontalen Stahlbetonbalken bei eingefasstem Mauerwerk durch Murfor® - Bewehrungselemente

Zwar erhöht, wie zuvor beschrieben, die Lagerfugenbewehrung ebenfalls die Tragfähigkeit von Normal- und Schubkräften bei Scheibenbeanspruchung, rechnerisch erfasst wird in der deutschen Mauerwerksnorm DIN 1053-3 [DIN1053-3] jedoch lediglich die Funktion als Biegezugbewehrung (Beanspruchung als Biegebalken oder Platte).

4.5.3 Vertikalbewehrung in Ausfachungen

Auch die Anwendung vertikal eingeführter Bewehrungsstäbe ist bei Ausfachungsmauerwerk möglich. Die so gebildeten vertikalen Stützen, die sich jeweils am Kopf und Fuß gegen die Rahmenriegel abstützen und somit einen senkrecht stehenden Einfeldträger bilden, bedeuten (analog zu senkrecht dazu verlaufenden Querwänden) bei Beanspruchung in Querrichtung ein zusätzliches Auflager für die Ausfachung und verkürzen somit die Spannweite der Wand in horizontaler Richtung. Die konstruktive Ausführung ist jedoch aufwändig, da für eine ungestörte Bewehrungsführung spezielle Mauersteine erforderlich

sind und bei der Herstellung konstruktive Schwierigkeiten auftreten. Bei Verwendung von Hohlblocksteinen (**Abb.4.37**) ist die Führung vertikaler Bewehrungsseisen und die nachfolgende Ausbildung stützenförmiger Tragelemente möglich. Eine andere Möglichkeit stellt der Einsatz von Schalungssteinen (**Abb.4.38**) dar, bei denen jedoch eine vollständige Verfüllung der Steine mit Beton, wie in **Abb.4.39** dargestellt, erfolgt. Je nach Bedarf können hier ebenfalls durch den Einbau von vertikalen Bewehrungsseisen Stahlbetonstützen ausgebildet werden.



Abb.4.37 – Hohlblockstein aus Leichtbeton



Abb.4.38 – Schalungsstein aus Beton

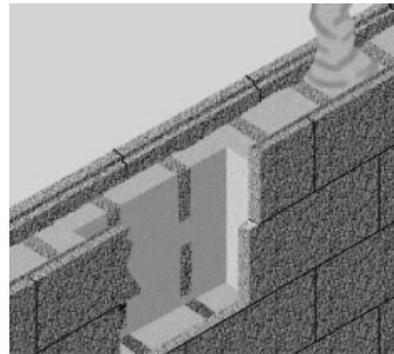


Abb.4.39 – Verfüllung der Schalungssteine [Tim04]

In beiden Fällen ist außerdem eine Verbügelung der Längsstäbe vorzusehen. So müssen bei Errichtung der Wand die Steine über die schon vorher in Wandebene aufgestellten fertigen Bewehrungskörbe eingefädelt werden. Außerdem kann der Vorgang des Verfüllens in vertikaler Richtung nur lagenweise erfolgen, um eine sorgfältige Verdichtung des Betons zu ermöglichen. Zusätzlich ist das Betonieren des obersten Wandabschnittes der Ausfachung schwierig, da die Wand, bündig mit dem Rahmen verlaufend, erst nach dessen Fertigstellung hergestellt werden kann. Aufgrund dieser Probleme ist für die Stahlbetonbauteile eine verminderte Herstellungsqualität zu erwarten, weshalb für die rechnerische Biegesteifigkeit der Stütze als horizontales Auflager der Ausfachung nur ein abgeminderter Wert angesetzt werden sollte.

Ein weiterer Nachteil von bewehrtem Mauerwerk sind die erhöhten Anforderungen an den Korrosionsschutz, da die Bewehrung in Außenwänden einem ständig wechselnden Feuchtegehalt ausgesetzt ist und meist nur eine geringe Mörteldeckung vorhanden ist. Aus

diesem Grund müssen die Bewehrungsstäbe feuerverzinkt oder kunststoffbeschichtet (z.B. mit Epoxidharz) sein oder bei aggressiver Umgebung sogar vollständig aus Edelstahl bestehen.

Es kann zusammengefasst werden, dass die Anwendung von bewehrtem Mauerwerk zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Ausfachungen grundsätzlich möglich ist, jedoch unter Berücksichtigung des relativ hohen konstruktiven Aufwandes nur ein Verlegen von Bewehrung in den Lagerfugen wirtschaftlich sinnvoll erscheint.

5 Konstruktive Ausbildung der Fugen, Knotenpunkte und Diagonalen

5.1 Einleitung

Bei den in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurde eine konstruktiv ordnungsgemäße Ausführung der Kontaktfuge zwischen Rahmen und Ausfachung vorausgesetzt. Eine ungenügende Ausbildung, wie in **Abb.5.1** dargestellt, kann im Erdbebenfall ein vorzeitiges Versagen der Ausfachung (**Abb.5.2**) begünstigen, wenn z.B. die für die Berechnung getroffene Annahme einer Linienlagerung für die Ausfachung in Querrichtung nicht mit der Wirklichkeit übereinstimmt.

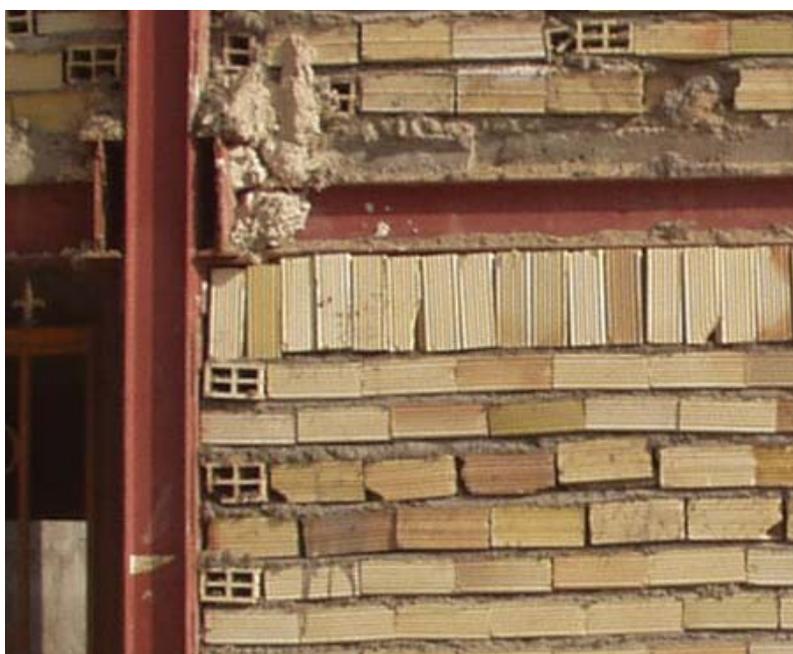


Abb.5.1 – Ungenügende Ausbildung der Kontaktfuge [Bildquelle: Davood Urojzadeh]

Im Hauptteil dieses Kapitels soll ein Gesamtüberblick zu Möglichkeiten der seitlichen und oberen Fugenausbildung gegeben und diese hinsichtlich ihres Herstellungsaufwandes bewertet werden.

Da die Ausfachungen die auf sie entfallenden Horizontallasten in den meisten Fällen nicht schadensfrei abtragen können (siehe Abschn.2.7 und 2.8), beschränken sich die hier gezeigten Varianten auf konstruktive Lösungen für Fugen, die bei ausreichender Fugenbreite in Wandlängsrichtung voneinander unabhängige Bewegungen von Rahmen und Mauerwerkswand ermöglichen, die jedoch in Wandquerrichtung eine starre Lagerung bilden. Die Ausfachungen bilden dann keinen Teil des Aussteifungssystems, sind also nichttragende Elemente. Zur Verhinderung einer Interaktion zwischen beiden Elementen werden deshalb zu Beginn des Kapitels Empfehlungen für die Größe der Fugen zwischen Rahmenriegel bzw. Rahmenstiel und Wand angegeben. Anforderungen an die Eigenschaften des

Fugenmaterials werden ebenso vorgestellt. Außerdem werden Richtwerte zu den notwendigen Überlappungslängen der Profile/Nischen mit den Wandenden der Ausfachungen an den Randauflagern gegeben und sinnvolle Größen für die Abstände beim Einsatz von punktuellen Halterungen (nichtkontinuierliche Lagerung) vorgeschlagen.

Ist keine konstruktive Trennung zwischen Rahmen und Ausfachung vorgesehen, schließen die Mauerwerkswände in der Regel per Stumpfstoß an die Rahmenprofile an und müssen in diesem Fall durch Bemessung (siehe Abschn.2.5) und eventuell zusätzliche konstruktive Maßnahmen (siehe Kapitel 4) für den Lastfall Erdbeben ausreichend tragfähig ausgebildet werden. Die Lasteinleitung in das Mauerwerk erfolgt lediglich über Druckkontakt in den Eckbereichen.

Am Ende dieses Kapitels werden für ausgefachte Stahlrahmen in Erdbebengebieten geeignete konstruktive Lösungen für die Ausbildung des Knotenpunktes Stütze-Riegel-Diagonale vorgestellt.



Abb.5.2 – Zerstörte Ausfachung [Bildquelle: Davood Urojzadeh]

Fugengröße – Abstand zwischen Rahmen und Ausfachung

Rahmen besitzen eine viel geringere Horizontalsteifigkeit als Wandscheiben. Da bei ausgefachten Rahmen die Horizontallasten aus den Decken direkt in die Rahmenriegel eingeleitet werden, würden bei jeweiliger Bewegungsfreiheit beider Elemente unterschiedlich große Verformungen auftreten. Ist diese Bewegungsfreiheit jedoch nicht gegeben, so kommt es infolge der Verformungsbehinderung des Rahmens in den Kontaktzonen in den Eckbereichen zur Interaktion zwischen beiden Bauteilen. Um eine Mitwirkung der ausfachenden Mauerwerkswände beim Lastabtrag zu verhindern, ist deshalb eine Trennung zwischen Rahmen und Ausfachungen durch ausreichend große Fugen erforderlich. Die Ausbildung solcher Fugen ist aufwändig, da gleichzeitig meist auch bauphysikalische Anforderungen an Wärme- und Schallschutz erfüllt werden müssen.

In diesem Abschnitt soll kurz auf die zur Vermeidung einer Interaktion erforderliche Fugengröße zwischen Rahmen und Ausfachung eingegangen werden (für konstruktive Lösungen siehe Abschn.5.4). Bachmann [Bac02b] schlägt in Erdbebengebieten für Dicken seitlicher (vertikaler) Fugen Werte von 20...40 mm vor. Die gleichen Zahlenwerte werden von der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerksbau in [DGfM01] empfohlen. Dies sind jedoch jeweils nur grobe Richtwerte. In Abhängigkeit vom Erdbebengebiet, vom Tragwerkstyp und von den verwendeten Baustoffen sollten die Werte zur Bestimmung der minimal möglichen Fugendicke für jedes Bauwerk individuell berechnet werden.

Die bestimmende Größe für die Fugengröße ist die Stockwerkverschiebung δ , die als relative Verschiebung von zwei direkt übereinander liegenden Geschossdecken in horizontaler Richtung definiert ist (**Abb. 5**). Dabei sollte die größte Stockwerkverschiebung eines Geschosses maßgebend für alle Stockwerke des Gebäudes sein. Je nach Grad der duktilen Durchbildung des Tragwerks vergrößert sich δ noch um den Faktor μ_D .

$$\delta_u = \mu_D \cdot \delta_y$$

δ_y	=	vorh. elast. Stockwerkverschiebung
δ_u	=	vorh. plast. Stockwerkverschiebung bei Erreichen der Bemessungsduktilität
μ_D	=	Bemessungsduktilität des Tragwerks

Zum Erreichen einer horizontalen Mindeststeifigkeit, zur Reduzierung von Effekten nach Theorie 2.Ordnung und um Schäden an nichttragenden Bauteilen zu begrenzen, wird eine Beschränkung der maximalen Stockwerkverschiebung auf 1/300 der Geschosshöhe h für Tragwerke mit $\mu_D = 1$ empfohlen [Bac02b]. Dies gilt besonders für weiche Tragwerke wie Rahmen. Für einen 3 m hohen Rahmen sollte demnach die maximale Stockwerkverschiebung den Wert von 1 cm nicht überschreiten. Bei duktilem Verhalten ist dieser Wert noch um den entsprechenden Faktor μ_D zu vergrößern. Insofern erscheint

Bachmanns pauschale Angabe von 20...40 mm (entspricht $\mu_D = 2...4$) für die Fugendicke sinnvoll, da (hauptsächlich zur Vermeidung von Schäden an nichttragenden Bauteilen) empfohlen wird, die Breite der Fugen mit 100% dieser maximalen Stockwerkverschiebung δ_u auszubilden.

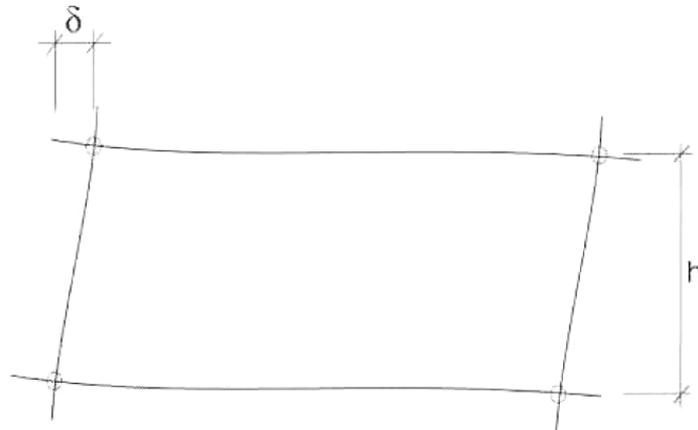


Abb. 5.3 – Definition zulässige Stockwerkverschiebung [Bac02b]

Für die Dicke der oberen (horizontalen) Fuge ist die Durchbiegung des Rahmenriegels unter der Deckenlast maßgebend. Die genaue erforderliche Fugendicke müsste demnach separat für jedes Bauteil rechnerisch bestimmt werden. Sie sollte jedoch mindestens 2 cm [Kas02] und maximal 3 cm [DGfM01, Kas02] betragen.

Ist keine Trennung zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen vorgesehen, so ist in weichen Tragwerken wie Rahmen schon bei geringen Bodenbeschleunigungen mit Schäden an den Ausfachungen zu rechnen. Bachmann [Bac02b] gibt die Schadensgrenze für Mauerwerkswände allgemein mit $\delta/h=1/1500$ an. In [Fema98] ist für die Schadensgrenze zur Vermeidung von Diagonalkissen mit $\delta/h=1/400$ ein progressiverer Wert angegeben. Dieser Wert ist das Ergebnis von experimentellen Untersuchungen, da bisher noch keine geeigneten Berechnungsmodelle zur Ermittlung des Verformungsvermögens von Mauerwerksausfachungen verfügbar sind.

Bei Rahmen ausfachenden Stahlbetonwandscheiben liegt die Schadensgrenze bei größeren δ/h Verhältnissen.

5.3 Fugenmaterial - Anforderungen

Das Fugenmaterial in der Kontaktfuge zwischen Rahmen und Ausfachung hat die Aufgabe, über seine Verformbarkeit Lastübertragungen vom Rahmen auf die Wand in Scheibenebene zu verhindern und gleichzeitig bauphysikalische Anforderungen resultierend aus Brandschutz, Wärmeschutz oder Schallschutz zu erfüllen.

Das Material sollte daher sehr weich, elastisch und nachgiebig sein. Diese Eigenschaften beinhalten gleichzeitig eine schallhemmende Wirkung. Materialien wie Hartschaumstoff, Kork oder Gummikörper sind aufgrund ihrer Steifheit und der damit verbundenen relativ guten Schallübertragung hier ungeeignet.

Um Anforderungen an den Brandschutz nach DIN 4102 zu erfüllen, sollten die Fasern des Fugenmaterials möglichst mineralischen Ursprungs sein (Baustoffklasse A, Schmelzpunkt > 1000 Grad, Dichte > 30 kg/m³). Zur Gewährleistung des Wärmeschutzes sollte die Wärmeleitfähigkeit λ des Fugenmaterials einen Wert von höchstens 0,05 W/mK besitzen.

Ein Material, das obigen Anforderungen besonders gut genügt, ist Steinwolle (**Abb.5.4**), die z.B. von der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerksbau in [DGfM01] empfohlen wird. Existieren keine Vorgaben bezüglich des Brandschutzes, ist nach Bachmann [Bac02b] auch der Einsatz von Gummischrot möglich.



Abb.5.4 – Empfohlenes Fugenmaterial Steinwolle [Bildquelle: www.architektur.tu-darmstadt.de/ee]

Im Gegensatz zur Beanspruchung in Längsrichtung ist bei Querbeanspruchung der Wand eine starre Linienlagerung der Ausfachung erwünscht. Im Lastfall Erdbeben sollen die Auflager ohne Schlupf sofort aktiviert werden. Da sich in Querrichtung konstruktionsbedingt Fugen zwischen Mauerwerkswand und Rahmen nicht vermeiden lassen, sollten diese mit einem elastoplastischen Material geschlossen werden. Trotzdem müssen Bewegungen senkrecht zur Auflagerkraft ermöglicht werden. Hierfür müssen sich entweder die Auflager in diese Richtung (entspricht Fugendichtung nach **Abb.5.6** und **Abb.5.7**) leicht verformen können oder die Oberflächen der beteiligten Bauteile müssen mit einer gleitfähigen Schicht versehen werden.

5.4 Konstruktive Ausbildung der Fugen

5.4.1 Seitliche Fugenausbildung

Abb.5.5 zeigt eine Übersicht über Typen von Fugen zwischen Rahmenstiel und Wand in Abhängigkeit von den Bewegungsmöglichkeiten der Anschlüsse in Wandlängsrichtung. Senkrecht dazu werden Ausfachungen stets starr gelagert.

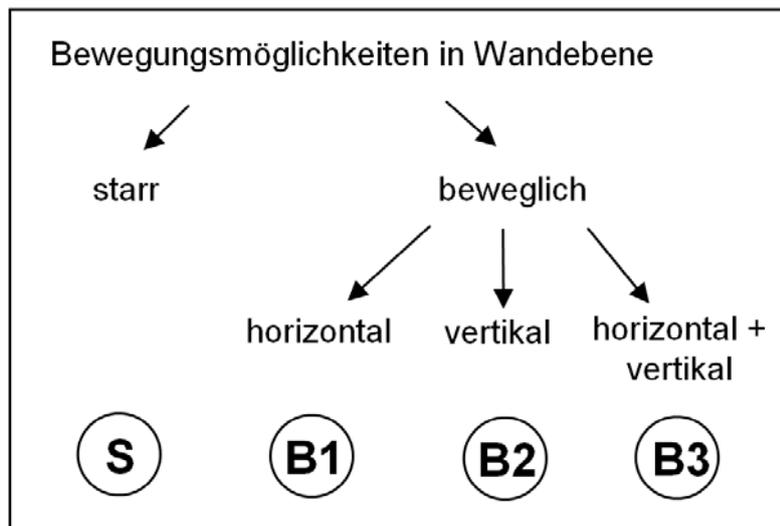


Abb.5.5 – Einteilung der Fugentypen nach Bewegungsmöglichkeiten in Wandebene

Bei den im Folgenden vorgestellten Möglichkeiten der konstruktiven Fugenausbildung beschränkt sich der Autor in dieser Arbeit aufgrund der Erdbebenthematik lediglich auf bewegliche Fugen (Typ B). Allen hier beschriebenen Fugenkonstruktionen wird jeweils der entsprechende Typ aus obiger Übersicht zugeordnet.

a) Nischen

Die einfachste Möglichkeit der seitlichen Halterung ist das Einführen der Wandenden in durch die Querschnittsform der Stütze (meist Doppel-T-Form) bereitgestellte Nischen. Dies gilt sowohl für Stützen aus Stahlbeton (**Abb.5.6**) als auch für Stützen aus Stahl (**Abb.5.7**).

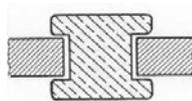
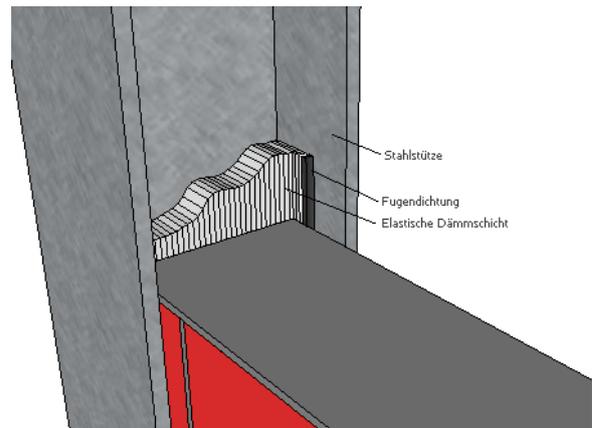
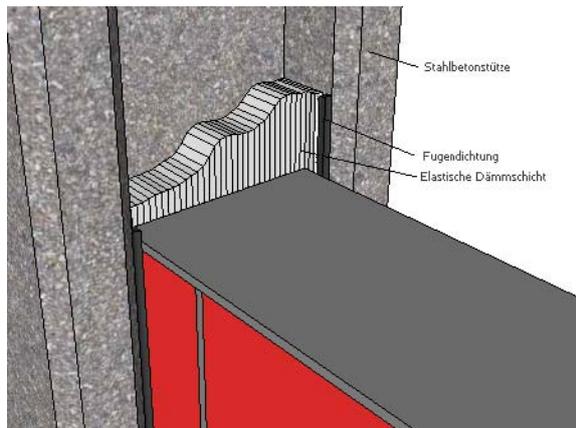


Abb.5.6 – Variante Nische Stahlbetonstütze(Typ B3)



Abb.5.7 – Variante Nische Stahlstütze (Typ B3)

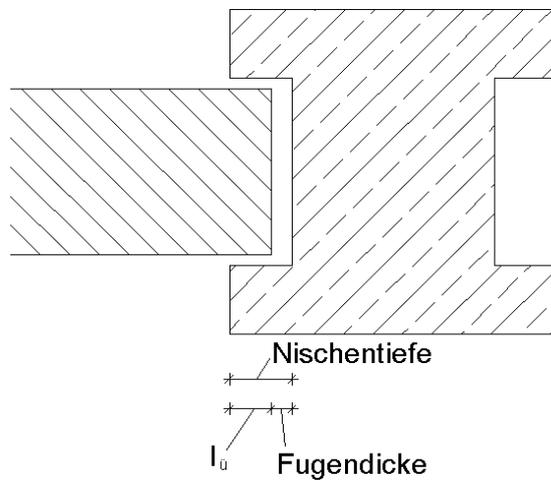
- Erforderliche Nischentiefe

Die erforderliche Nischentiefe (**Abb.5.8**) zum sicheren Querkraftabtrag in die Rahmenstiele beträgt:

$$l_{Nische} = 2 \cdot \text{Fugendicke} + l_{\bar{u}}$$

Die zweifache Fugendicke resultiert aus dem ungünstigen Fall, dass sich Rahmen und Wand voneinander weg bewegen (in Rahmen- bzw. Wandebene), gleichzeitig aber auch eine Last quer zur Wand wirkt (kombinierte Platten-Scheiben-Beanspruchung). Für diesen Fall muss ebenso eine ausreichend große Übergreifungslänge $l_{\bar{u}}$ gewährleistet sein. Anschaulicher kann man die erforderliche Nischentiefe als Summe der Bewegungsfuge mit einfacher Fugendicke und der Gesamtübergreifungslänge $l_{\bar{u}}$, bestehend aus rechnerisch erforderlicher Übergreifungslänge erf. $l_{\bar{u}}$ plus Zuschlag einer einfachen Fugendicke, beschreiben.

Stahlbetonstütze



Stahlstütze

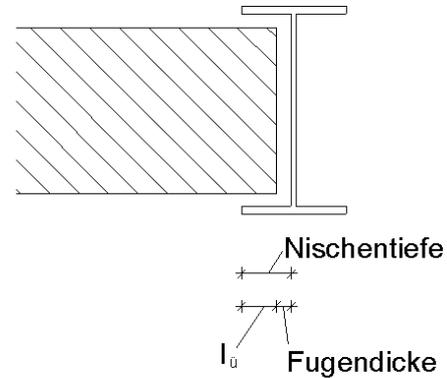


Abb.5.8 – Definition erforderliche Nischentiefe

Die erforderlichen Fugendicken liegen nach Abschn.5.2 in einem Bereich von 10 mm (ohne Duktilität bei Rahmen) bis 40 mm (hohe Duktilität bei Rahmen). Die Übergreifungslängen sollten in jedem Fall mindestens 30 mm betragen (siehe Abschn.5.4.1b). Daraus ergeben sich erforderliche Nischentiefen von 50...110 mm. Die Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau empfiehlt für Bauten in Deutschland eine Gesamtnischentiefe von mindestens 30 mm [DGfM02] für nichttragende Außenwände, wobei hier die erhöhten Anforderungen infolge Erdbebenbeanspruchung (große Verformungen in Richtung Rahmenebene) unberücksichtigt bleiben. Auch wenn die maximalen Nischentiefen meist nur im oberen Stützenbereich, also dem Bereich maximaler Verformungen erforderlich sind, werden sie aus konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen mit gleicher Größe entlang der gesamten Stütze ausgebildet.

In **Abb.5.9** sind für verschiedene Wanddicken und für ausgewählte Stahlprofiltypen Profilgrößen angegeben, die bei Nichtansatz einer Rahmenduktilität ($m_D = 1$) zur Gewährleistung der erforderlichen Nischentiefe mindestens eingehalten werden müssen (die Angaben für HEA- und HEB-Profile gelten auch für Werte bis $m_D = 4$).

Wanddicke/Profiltyp	IPE	HEA	HEB
17,5 cm	-	220	220
20 cm	240	260	260
24 cm	270	300	300
30 cm	360	360	360

Abb.5.9 – Stahlprofile mit ausreichenden Nischentiefen (gilt für $m_D = 1$ allgemein, für $m_D = 4$ nur bei HEA, HEB)

Bei Einsatz von IPE-, HEA- und HEB-Trägern bilden diese gleichzeitig die Rahmenstiele der Stahlkonstruktion. Das Stahlprofil ist deshalb im Gegensatz zur Darstellung in **Abb.5.10** meistens um 90 Grad gedreht. In diesen Fällen kann der Wandanschluss durch Anbringen zusätzlicher Stahlprofile erfolgen (siehe Abschn.5.4.1b).

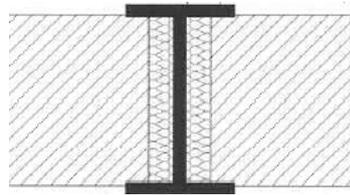


Abb.5.10 - Wandanschluss

Werden Stahlbetonstützen mit Nischen ausgebildet, so sollte l_1 mindestens so groß wie l_2 sein (**Abb.5.11**). Die Abmessung l_1 sollte aus konstruktiven Gründen (Betondeckung, Bügelgröße) mindestens 10 cm betragen. Das Tragverhalten der „Auskragung“ entspricht dem eines abgesetzten Balkenauflegers und wird konstruktiv mit Steckbügeln bewehrt.

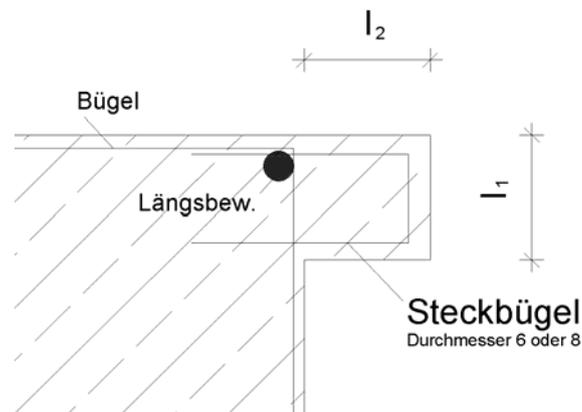


Abb.5.11 – Anforderungen an Nischen aus Stahlbeton

Die Ausbildung von Nischen stellt konstruktiv die einfachste Möglichkeit einer seitlichen Halterung der Ausfachung dar. Der erhöhte Schalungsaufwand bei Stahlbetonstützen ist jedoch nur wirtschaftlich, wenn die Querschnittsform der Stütze auch durch andere Anforderungen wie z.B. das erforderliche Widerstandsmoment oder die Aufnahme von Leitungen begründet ist. Ansonsten sind andere Lösungen z.B. mit zusätzlichen Stahlprofilen (siehe Abschn.5.4.1b) oder Ankern (siehe Abschn.5.4.1c) vorzuziehen.

b) Stahlprofile

Besitzen die Rahmenstiele keine Nischen, können seitliche Halterungen durch nachträgliches Anbringen von Stahlprofilen an den Stützen ausgebildet werden. Die bei diesem einfachen Anschluss am häufigsten eingesetzten Profiltypen sind Winkel- und U-Profile (**Abb.5.12**).

Mögliche Stahlprofile zum Anschluss Stütze - Wand

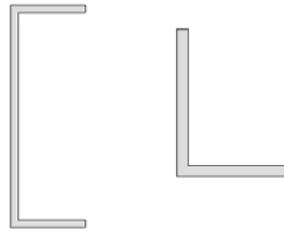


Abb.5.12 – Übliche Stahlprofiltypen für Anschluss der Ausfachung an Rahmenstiel

Die seitliche Halterung erfolgt entweder durch zwei Doppelwinkel oder durch ein U-Profil. Dabei besitzen die beiden nach außen geklappten Winkelprofile (**Abb.5.13**, rechtes Bild) den Vorteil, dass sie erst nach Errichten der Wand angebracht werden müssen. Dem steht allerdings die stärkere Sichtbarkeit dieses Anschlusses entgegen. Im Gegensatz dazu erfolgt bei den Varianten in **Abb.5.13** (linkes Bild) und **Abb.5.14** (U-Profil) die Montage der Stahlprofile vor Errichtung der Wand. Dies erfordert ein hohes Maß an Genauigkeit, ermöglicht dem Planer allerdings das „Verstecken“ des Anschlusses.

In **Abb.5.15** sind zur Vervollständigung der Angaben zu Stahlprofilen (siehe **Abb.5.9** für Doppel-T-Träger) für U-Profile Mindestprofilgrößen mit ausreichenden Niscentiefen für seitliche Anschlüsse in Abhängigkeit der Dicke der Ausfachung angegeben ($m_D = 1$).

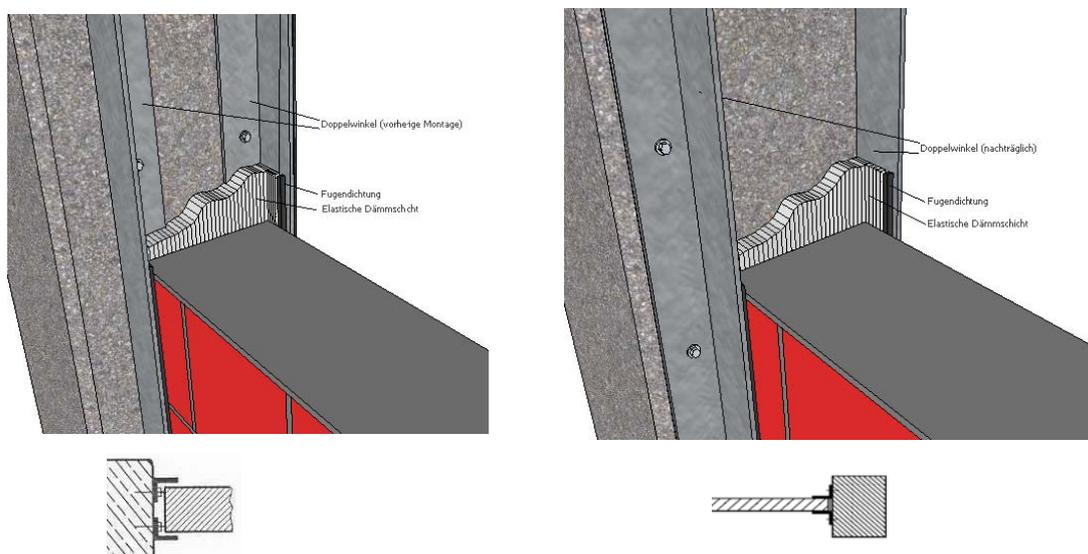


Abb.5.13 – Varianten mit Stahlprofilen (Typ B3)

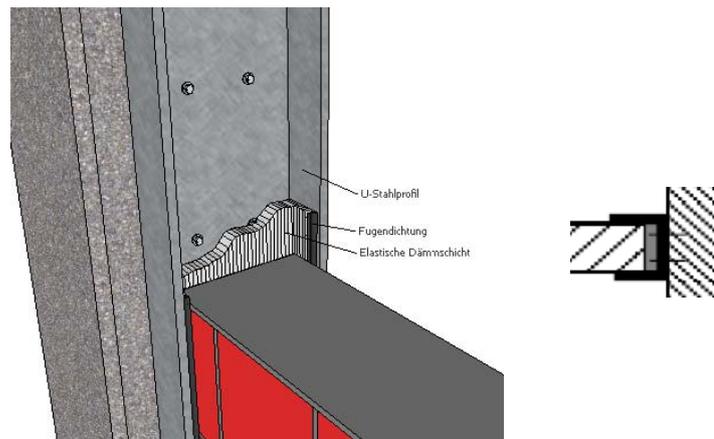


Abb.5.14 – Variante mit U-Profil (Typ B3)

Wanddicke/Profiltyp	U-Stahl
17,5 cm	220
20 cm	260
24 cm	300
30 cm	350

Abb.5.15 – U-Profile mit ausreichenden Nischentiefen (gilt für $m_D = 1$)

Beim Einsatz von gleichschenkligen Winkeln zur Ausbildung von Nischen für seitliche Anschlüsse beträgt deren erforderliche Mindestgröße 60 mm x 5 mm. Mischformen aus Nischen und Stahlprofilen sind in **Abb.5.16** dargestellt.

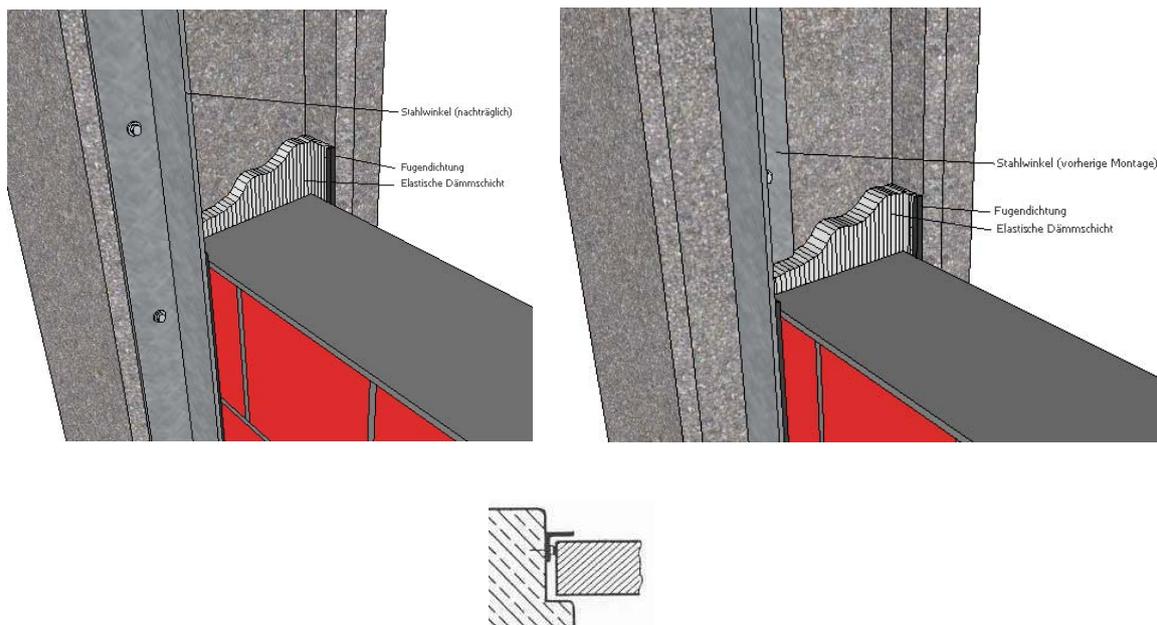


Abb.5.16 – Mischvarianten (Typ B3)

Der Einsatz von Stahlprofilen bei rechteckigen Stahlbetonstützen oder bei gegenüber **Abb.5.10** um 90 Grad gedrehten Stahlstützen stellt unter Berücksichtigung der zuvor genannten Vor- und Nachteile eine gute, weil einfache konstruktive Lösung dar.

- Erforderliche Übergreifungslänge zwischen Profil/Nische und Wand

Bei einer kontinuierlichen seitlichen Halterung durch zusätzlich angebrachte Stahlprofile oder durch Ausnutzung schon vorhandener Stütznischen muss die Querkraft im Bereich der Übergreifungslänge von Stahlprofil/Nische und Mauerwerkswand sicher in den Rahmenstiel übertragen. Hierfür ist der Nachweis der Auflagerpressung im Auflagerbereich seitens der Ausfachung erforderlich. Dieser kann vereinfacht (Annahme $\alpha = 1,0$) nach folgender Gleichung geführt werden:

$$\frac{V_{Ed}}{Wandhöhe \cdot l_{ü}} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

In **Abb.5.17** wurde der Nachweis der Auflagerpressung anhand eines Beispiels mit ungünstigen Randbedingungen geführt. Die dabei ermittelte rechnerisch erforderliche Übergreifungslänge hat eine sehr geringe Größe und ist im Vergleich zu konstruktiven Gesichtspunkten nicht maßgebend. Aus Gründen der Ausführbarkeit und zur Berücksichtigung von Ungenauigkeiten auf der Baustelle wird deshalb eine Übergreifungslänge von mindestens 30 mm empfohlen.

Berechnung der erforderlichen Übergreifungslänge von Profil/Nische und Wand (seitliche Halterung)

Vorgaben für Wand im 5.OG

Statisches System:	einachsig horizontal
Wandwichte:	18 kN/m ²
Wanddicke:	24 cm
Wandhöhe:	3,50 m
Wandlänge:	5,00 m
Steinhöhe:	24 cm
Bem.-beschleunigung:	0,35g (Zone 1, Iran)
Mörtelgruppe:	MG II bzw. M2,5
Steinfestigkeitsklasse:	2

Nachweis

Ersatzlast für horizont. 1m-Streifen (aus Nebenrechnung)

$$R = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 1,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,00 \text{ m} / 2 \\ = 3,3 \text{ kN/m}$$

$$\frac{3300N}{1000mm \cdot l_{ü}} \leq \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1,5N / mm^2}{1,5}$$

$$erf. l_{ü} \approx 4mm$$

Abb.5.17 – Erforderliche Übergreifungslänge

Die Querkraft infolge Querlasten wird bei Ausfachungen hauptsächlich über die Haftscherfestigkeit in den Lagerfugen von Stein zu Stein in Richtung der Auflager weitergeleitet (Reibungsanteil infolge Eigengewicht wird vernachlässigt). Die Gesamtfläche, die dabei zur Übertragung des Schubs zur Verfügung steht, setzt sich aus der Anzahl der Lagerfugen multipliziert mit der Wanddicke und dem Überbindemaß zusammen. Berechnungen ergaben, dass bei Einhaltung der nach Norm vorgegebenen Mindestwerte für das Überbindemaß ($\bar{u} \geq 0,4h \geq 4,5 \text{ cm}$) auf den Nachweis der Ausfachung infolge Plattenschub verzichtet werden kann.

c) Anker

Neben den bereits vorgestellten konstruktiven Lösungen mit linienförmigen Halterungen existiert auch die Möglichkeit durch Fixierung mittels punktueller Anschlüsse. Ein von der Firma Halfen angebotenes System [Hal08] besteht aus in Stützen einbetonierten Schienen (meist HTA 28/15), in die Maueranker eingefädelt werden. Die Anker werden in den Lagerfugen verlegt (**Abb.5.18**). Zusätzlich kann der Maueranker mit einer Gleithülse (**Abb.5.19** und **Abb.5.20**) kombiniert werden, um neben der vertikalen Beweglichkeit auch Verschiebungen in horizontaler Richtung zu ermöglichen.

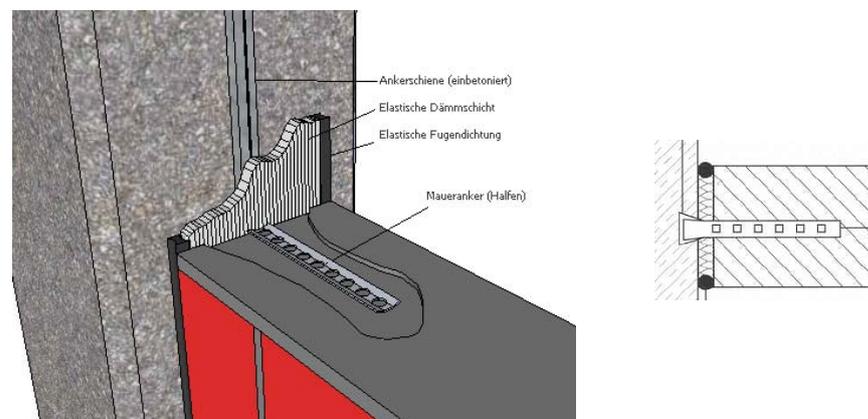


Abb.5.18 – Variante mit Anker (Typ B1)

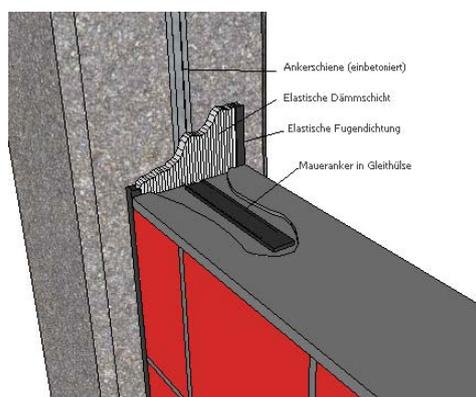


Abb.5.19 – Variante mit Anker und Gleithülse (Typ B3)



Abb.5.20 – Anker und Gleithülse

Eine ähnliche Lösung bietet die Schweizer Firma Swissbrick [Swi05] an. Durch das am Ende abgewinkelte Profil (**Abb.5.21**) erfolgt die feste Verankerung im Mörtelbett, wodurch keine Bewegung in Wandebene ermöglicht wird.

Die Ankerschienen müssen nicht zwingend bündig in die Stütze einbetoniert werden, sondern können auch nachträglich auf der Stützenoberfläche befestigt werden.

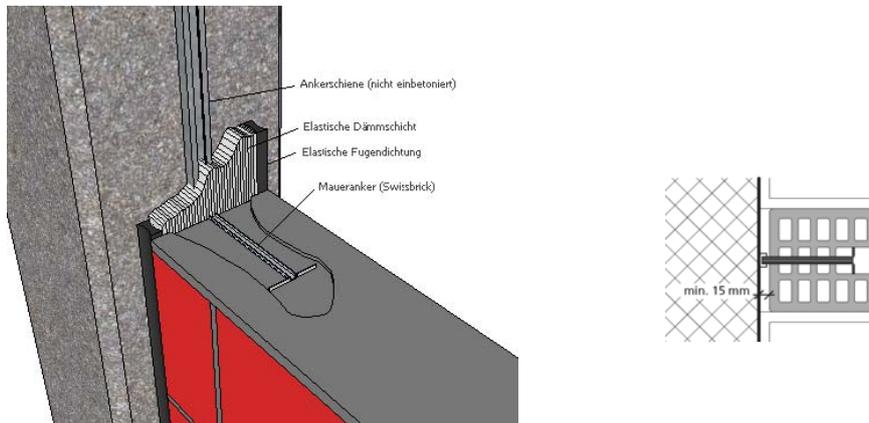


Abb.5.21 – Variante mit Anker System Swissbrick (Bildquelle: [Swi05]) Typ B1

Abb.5.22 zeigt eine Lösung, die Bewegungen in Wandebene ermöglicht. Durch Profilierung oder eine gewellte Form erfolgt ein fester Verbund zwischen Anker und Mörtelbett. Das freie Ankerende ragt in eine Schiene, die entsprechend den Anforderungen an die aufzunehmenden Verformungen tief genug ausgebildet sein muss. Die Wirkungsweise ist die Gleiche wie bei der Lösung mit Gleithülse (**Abb.5.19**). Lediglich die Fixierung des Ankers erfolgt hier am entgegengesetzten Bauteilende.

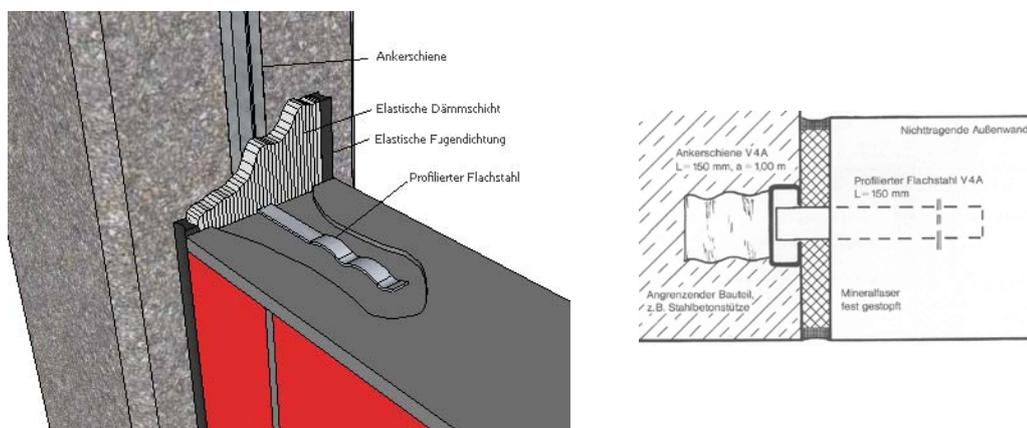


Abb.5.22 – Variante mit Anker (Bildquelle: [DGfM01]) Typ B3

Der größte Vorteil von Ankerlösungen ist die Nichtsichtbarkeit des Anschlusses. Allerdings erfordert das Verlegen der Ankerschiene in der Schalung große Sorgfalt auf der Baustelle. Ein weiterer Nachteil ist die häufige lokale Nichtverfügbarkeit dieser speziellen Lösungen in Entwicklungsländern wie dem Iran.

- Erforderliche Abstände punktueller Halterungen

Bei Anordnung von Mauerankern in den Lagerfugen (punktuelle Halterung) bildet der Übergang des Ankers auf die Ausfächung die schwächste Stelle bei der Lastübertragung in den Rahmenstiel (**Abb.5.23**).

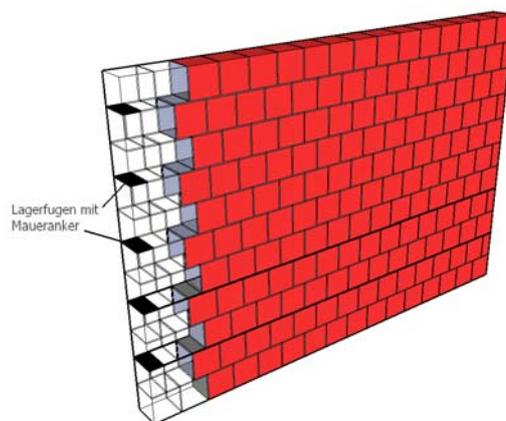


Abb.5.23 – Lagerfugen mit Mauerankern

Die Fläche, über die per Haftscherfestigkeit des Mörtels die Lastübertragung erfolgt, ergibt sich aus der Länge der Maueranker und deren Anzahl in vertikaler Anordnung. Die erforderliche Anzahl n der Maueranker berechnet sich nach:

$$\text{erf } n = \frac{V_{Ed}}{\frac{f_{vk0}}{\gamma_M} \cdot d_a \cdot l_a}$$

Der Sicherheitsbeiwert für das Material γ_M beträgt nach DIN 1053-100 i.d.R. 1,5 und kann im Erdbebenfall laut DIN 4149 auf 1,2 herabgesetzt werden. **Abb.5.24** zeigt exemplarisch die Ermittlung der erforderlichen Ankeranzahl pro Meter Wandhöhe an den Wandseiten für die oberste Mauerwerkswand eines fünfgeschossigen Wohngebäudes im Iran. Dabei wird auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, dass die Erdbebenlast vollständig in die Rahmenstiele eingeleitet wird (keine Berücksichtigung des Lastabtrags über Rahmenriegel). Es wurden ungünstige Randbedingungen gewählt, um einen oberen Richtwert der maximal erforderlichen Ankeranzahl zu bestimmen.

Berechnung der erforderlichen Ankeranzahl für die
Querkräfteinleitung in die Rahmenstiele (seitliche Halterung)

<u>Vorgaben</u>		<u>Nachweis</u>
Statisches System:	einachsig horizontal	Ersatzlast für horizont. 1m-Streifen (aus Nebenrechnung)
Wandwichte:	18 kN/m ²	R = 1,3 kN/m ²
Wanddicke:	24 cm	
Wandhöhe:	3,50 m	
Wandlänge:	5,00 m	$V_{Ed} = 1,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,00 \text{ m} / 2$
Ankerlänge:	15 cm	= <u>3,3 kN/m</u>
Bem.-beschleunigung:	0,35g (Zone 1, Iran)	
Mörtelgruppe:	MG II bzw. M2,5	

$$erf.n = \frac{3300N}{\frac{0,08 \frac{N}{mm^2}}{1,2} \cdot 240mm \cdot 150mm} = 1,4$$

Abb.5.24 – Ermittlung erforderliche Ankerzahl

Die Beispielberechnung ergibt 1,4 Anker pro laufenden Meter bzw. Anker alle 70 cm. Bei einer üblichen Steinhöhe von 24 cm bedeutet dies die Anordnung von Mauerankern in jeder 4. Lagerfuge. Bei Verwendung der Mörtelgruppe I wäre jedoch schon eine Anordnung in jeder Lagerfuge erforderlich, was den großen Einfluss der Haftscherfestigkeit des Mörtels verdeutlicht. In Erdbebengebieten wird deshalb die Verwendung von Mörteln, die mindestens MG II entsprechen, dringend empfohlen. Aus konstruktiven Gründen und zur Gewährleistung eines gleichmäßigen Lastabtrags (annähernd Linienlagerung) in die Rahmenstiele wird die Anordnung von mindestens zwei Ankern pro laufenden Meter empfohlen. Die Tragfähigkeit des Mauerankers selbst muss in einem nächsten Schritt noch nachgewiesen werden (siehe Datenblatt des Herstellers). Dieser Nachweis wird jedoch nur bei sehr hohen Haftscherfestigkeiten des Mörtels maßgebend.

d) Dorne

Dorne stellen wie Maueranker eine punktuelle Halterung dar. Eine Ankerschiene ist hier nicht erforderlich. Die Dorne werden nicht in den Lagerfugen verlegt. Sie werden direkt an der Stütze befestigt und ragen entlang einer Führung in die Mauersteine der Wand. Bachmann [Bac02b] empfiehlt für die Vertikalfuge gefaltete Blechmanschetten, die plastisch verformbar sind und bei Bedarf nach einem Erdbeben ausgewechselt werden können (**Abb.5.25**). Um im Erdbebenfall vertikale Bewegungen zwischen Rahmen und Wand zu ermöglichen, muss die Führung im Mauerwerk nach oben und unten Bewegungsspiel haben.

Im Vergleich zur Ankerlösung erfolgt die Festhaltung des Dorns auf Seiten der Rahmenstütze (bei Ankerlösung auf Seiten der Wand). Die Ausbildung der Führung im Mauerstein ist jedoch ungleich aufwändiger als das Anbringen einer Ankerschiene an der Rahmenstütze. Ein weiterer Nachteil ist das komplizierte Einfädeln der Steine in die Dorne, da die Ausfachungen erst nach Befestigung der Dorne an den Stützen errichtet werden können.

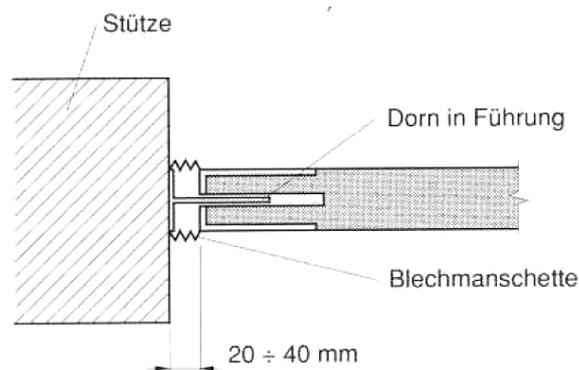


Abb.5.25 – Variante mit Dornen (Bildquelle: [Bac02b]) Typ B1 bzw. B3

5.4.2 Obere Fugenausbildung

Praktische Bedeutung für die Fugenausbildung zwischen Rahmenriegel und Mauerwerkswand aus **Abb.5.5** hat nur Typ B3 für Bewegungsmöglichkeiten in Wandebene. Senkrecht dazu werden die Wände in jedem Fall starr gelagert.

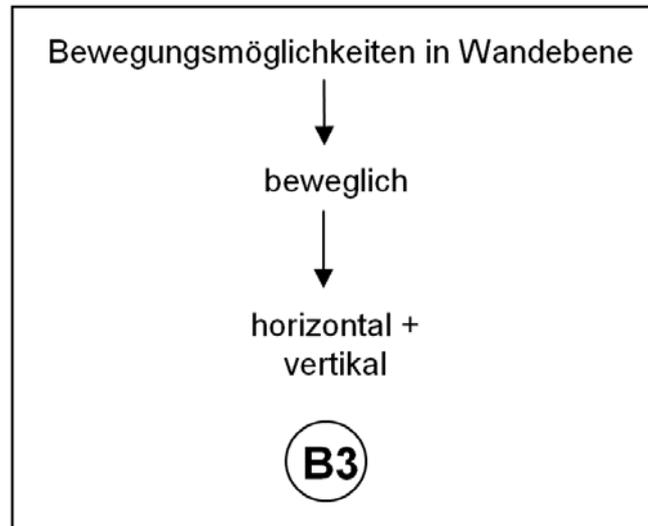


Abb.5.26 – Bewegungsmöglichkeiten in Wandebene

a) Stahlprofile (äußere Umschließung der Wand)

Ähnlich den bereits vorgestellten Möglichkeiten für den seitlichen Anschluss ist bei Querlasten das Festhalten der Mauerwerkswände mit Hilfe von Stahlprofilen, die den Wandkopf umschließen, möglich. Der Einsatz von U-Profilen ist in **Abb.5.27** dargestellt. Im Gegensatz zur seitlichen Halterung könnten hier theoretisch kleinere U-Profile verwendet werden, da nur Übergreifungslängen von mindestens 20 mm [DGfM02] und Fugendicken von mindestens 20 mm [Swi05] bis maximal 30 mm [DGfM02] erforderlich sind. Aus konstruktiven Gründen gelten jedoch die gleichen Zuordnungen wie in **Abb.5.15**.

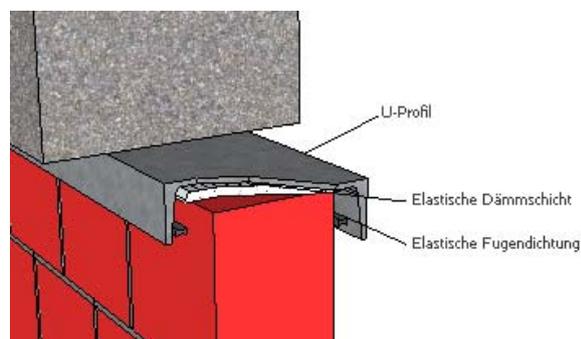


Abb.5.27 – Variante mit U-Profil

Eine Alternative hierzu bietet der Einsatz von zwei Winkelprofilen, die je nach Anforderungen entweder nach innen (**Abb.5.28**) oder außen (**Abb.5.29**) gedreht eingebaut werden. Die erforderliche Mindestgröße für gleichschenklige Winkelprofile beträgt 60 mm x 5 mm (DIN EN 10 056).

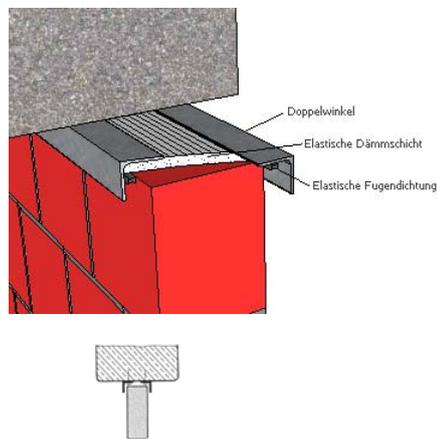


Abb.5.28 – Variante mit Winkelprofilen

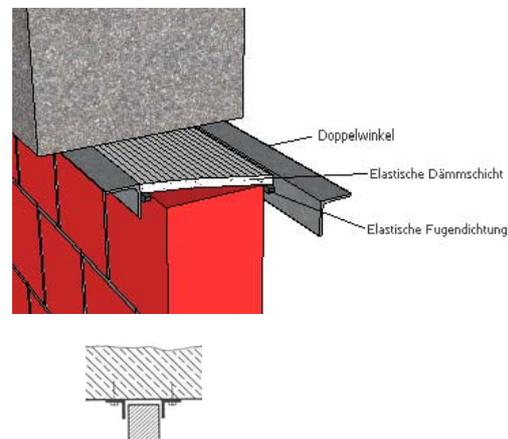


Abb.5.29 - Variante mit Winkelprofilen

Wiederum liegt der Vorteil der Variante in **Abb.5.29** darin, dass die Profile nach Errichtung der Wand eingebaut werden können, allerdings ist die Konstruktion in diesem Fall sichtbar. Bei der Variante in **Abb.5.28** ist ein kompliziertes Einfädeln der letzten Steinlage notwendig. Einen guten Kompromiss zwischen Aufwand und Sichtbarkeit stellt eine Mischung aus beiden Varianten dar.

- Erforderliche Abstände/Längen der oberen Halterungen

Die infolge Querbeanspruchung entstehenden Querkräfte werden über Plattenschub in die Randlinienlager eingeleitet. Dabei bilden im Regelfall die Lagerfugen des Mauerwerks das schwächste Glied beim Lastübergang von der Wand in den Rahmenriegel (bei Annahme einer fehlenden Stoßfugenvermörtelung).

Im Abschn.3.3.1d wurde anhand eines Beispiels gezeigt, dass der Nachweis für Plattenschub in der obersten Lagerfuge (**Abb.5.30**) selbst unter extrem ungünstigen Randbedingungen erbracht werden kann. Dabei wurde festgestellt, dass schon die halbe Fläche der letzten Lagerfuge am Wandkopf zur Übertragung der Querkräfte ausreichend ist. Die abschnittsweise Anordnung von Stahlprofilen würde hier schon genügen. Diese Abschnitte sollten jedoch gleichmäßig über die Riegeellänge verteilt sein, um die getroffene Annahme einer Linienlagerung zu rechtfertigen. Empfehlenswert sind Profillängen und Abstände zwischen den Profilen von jeweils ca. 50 cm.

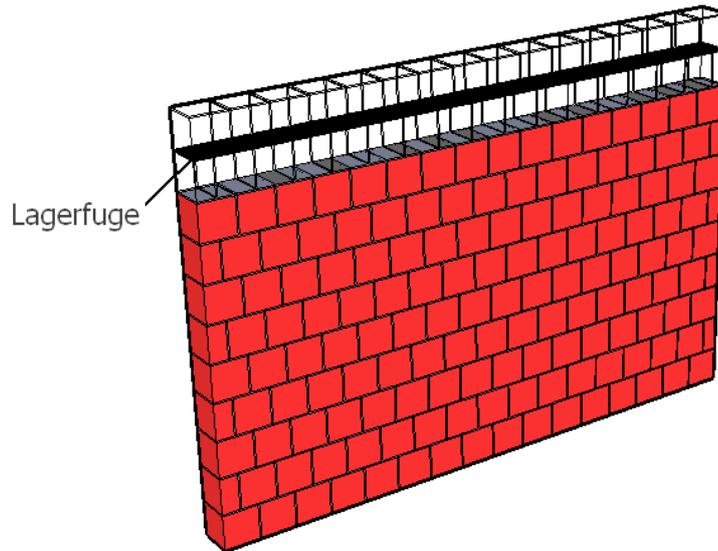


Abb.5.30 – Oberste Lagerfuge der Ausfachung

b) Stahlprofile (Innenhalterung mit geschlitzten Steinen)

Neben der äußeren Umklammerung des Wandkopfes ist auch der Einsatz von Stahlprofilen, die in vorgefertigte Schlitze des Mauerwerks ragen, möglich. Neben dem Einsatz von Winkelprofilen (**Abb.5.32**, Mindestgröße 60 mm x 5 mm) eignen sich ebenfalls halbierte HE-Profile (**Abb.5.31**). Hier ist schon die kleinste Profilgröße von 140 mm (alle Typen) ausreichend. Die Auflager müssen nicht über die gesamte Wandlänge ausgebildet werden. Für die Länge der Auflager gelten die zuvor genannten Empfehlungen.

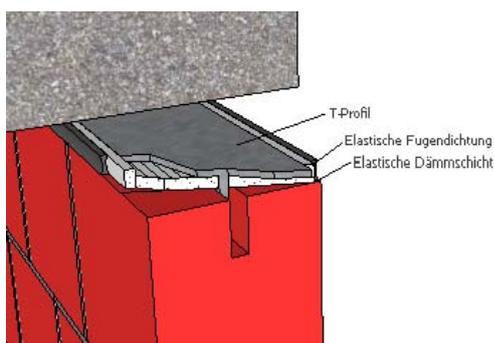


Abb.5.31 – Variante mit halbem HE-Profil

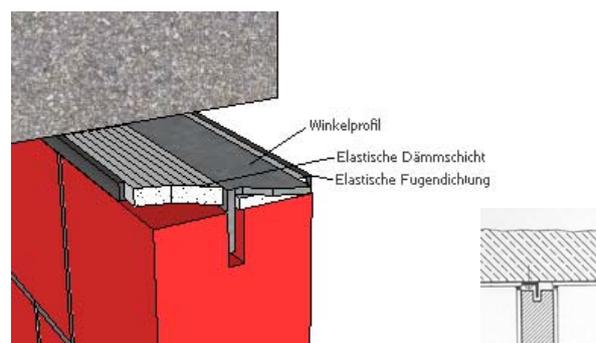


Abb.5.32 – Variante mit Winkelprofil

Der Anschluss ist im Endzustand nicht sichtbar und erfordert keine zusätzlichen Maßnahmen zur Verkleidung. Ein Nachteil ist die zwingend erforderliche Genauigkeit bei Ausführung der Schlitze. Schwierigkeiten bereitet die letzte Steinlage, die entlang des Stahlprofils eingefädelt werden muss. Ein nur abschnittsweises Anbringen der Stahlprofile kann hier den Einbau erleichtern.

c) Anker

Punktuelle Halterungen am Wandkopf sind mit Hilfe von Anker realisierbar. Die Firma Swissbrick [Swi05] bietet Lösungen an, bei denen Anker in zuvor am Rahmenriegel befestigten Ankerschienen gehalten sind. Dabei werden die Anker entweder in den Stoßfugen angeordnet (**Abb.5.33**) oder im Lochbild passender Spezialsteine (z.B. RE-Steine Swissbrick) versetzt (**Abb.5.34**).

Die erste Lösung ist eher selten anzutreffen, da für sie eine vollständige Stoßfugenvermörtelung notwendig ist (in Deutschland wird Mauerwerk heutzutage meist ohne Stoßfugenvermörtelung ausgeführt). Obere punktuelle Halterungen sind hier deshalb nur direkt im Stein bzw. dessen Lochbild ausführbar. Nach der bei kontinuierlicher Halterung gegebenen Empfehlung müsste jeder zweite Stein durch einen Anker gehalten werden (ohne rechnerischen Nachweis). In schwächeren Erdbebengebieten können die Abstände vergrößert werden, die Verankerung sollte aber in mindestens jedem vierten Stein erfolgen (angenommene Steinlänge: 24 cm).

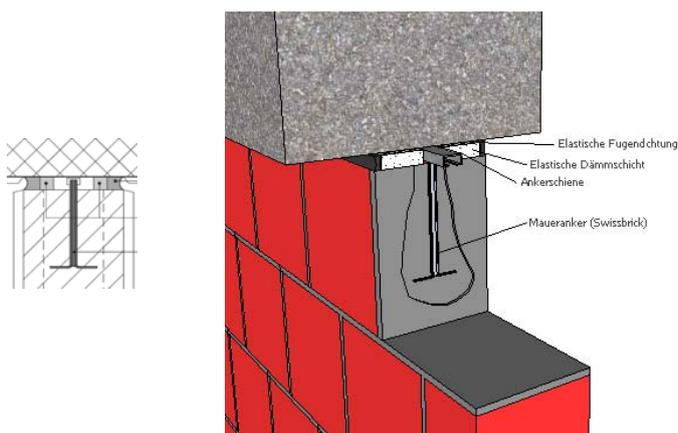


Abb.5.33 – Variante mit Anker in Stoßfugen

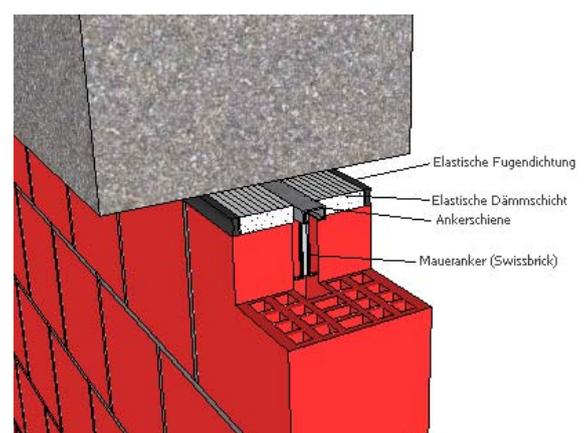


Abb.5.34 – Variante mit Anker in Passteinen

Abb.5.35 zeigt abschließend eine Gesamtübersicht der in diesem Kapitel gegebenen Empfehlungen zur konstruktiven Ausbildung der Fugen zwischen Mauerwerk und Stahlprofilen.

Die angegebenen Werte beziehen sich auf Starkerdegebiete mit Bodenbeschleunigungen von mindestens 0,30g.

Konstruktive Ausbildung der Fugen - Übersicht

Seitliche Fugenausbildung

Fugengröße: 10...40 mm (ohne...hohe Duktilität Rahmen)

Nischen Anker Dorne

Nischentiefen: 50...110 mm
(ohne...hohe Duktilität Rahmen, inkl. 30 mm Überlappungslänge)



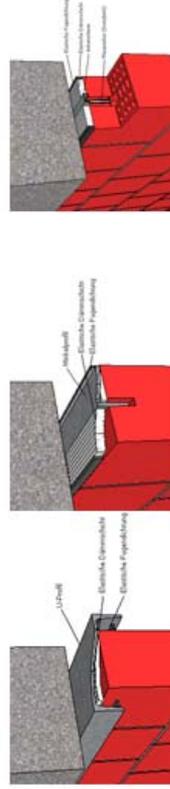
2 Stck. pro lfd. m

Obere Fugenausbildung

Fugengröße: 20...30 mm

Stahlprofile Anker

äußere Umschließung Innenhalterung



Halterung auf 50% der Wandlänge ausreichend

Mindestgrößen Walzprofile

Befestigung in jedem 2.Stein

Mindestgrößen Walzprofile

Wanddicke/Profiltyp	IPE	HEA	HEB
17,5 cm	-	220	220
20 cm	240	260	260
24 cm	270	300	300
30 cm	360	360	360

halbierte

I / HE :

140 mm (alle Typen)

Wanddicke/Profiltyp	U-Stahl
17,5 cm	220
20 cm	260
24 cm	300
30 cm	350

U : siehe Tabelle links

Winkel : 60 mm x 5 mm

Winkel : 60 mm x 5 mm

60 mm x 5 mm

Anforderungen an Fugenmaterial

Wärmeschutz: $\lambda < 0,05$ W/mK
Schallschutz: weich + elastisch
Brandschutz: Baustoffklasse A

z.B. Steinwolle

Abb.5.35 – Konstruktive Ausbildung der Fugen - Übersicht

5.5 Konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte und der Diagonalen

5.5.1 Allgemeines zum Anschluss Träger/Riegel an Stütze/Stiel

Die Ergebnisse aus Abschn.2.7 haben gezeigt, dass durch Mauerwerk ausgefachte Stahlrahmen als alleinige Aussteifungselemente für Gebäude in Starkerdbebengebieten wie z.B. dem Iran nicht geeignet sind. Die Tragfähigkeit der Ausfachungen kann oftmals nicht nachgewiesen werden. Insbesondere bei Gebäuden ab 3 Geschossen sind hier zusätzliche Diagonalen oder Auskreuzungen aus Stahl zur Gewährleistung eines sicheren Horizontallastabtrags erforderlich. Deren Einsatz würde aufgrund der verminderten Horizontalverformungen zu geringeren Kontaktspannungen zwischen Riegeln/Stielen und Mauerwerk und somit letztendlich zu einer Entlastung der Ausfachungen führen. Untersuchungen hierzu wurden im Abschn.2.8 durchgeführt. Ein Ergebnis dieser Betrachtungen war außerdem, dass hinsichtlich der Horizontalsteifigkeit des Gesamttragwerks keine signifikanten Unterschiede zwischen Varianten mit biegesteifen und gelenkigen Stützen-Riegel-Anschlüssen festgestellt werden konnten.

Da wie bereits erwähnt in Erdbebenregionen meistens zusätzliche mit Stahlprofilen ausgesteifte Felder vorzusehen sind, sollte wegen der Ergebnisse aus Abschn.2.8 und aus wirtschaftlichen Gründen für diese Knotenpunkte die einfache gelenkige Ausführung gewählt werden. Die gebräuchlichsten Varianten hierfür (Fahnenblech-, Stirnplatten- und Doppelwinkelanschluss) sind in **Abb.5.36** dargestellt. In **Abb.5.37** sind als Vergleich dazu jeweils ein geschweißter und ein geschraubter biegesteifer Trägeranschluss abgebildet. Bei diesen müssen im Gegensatz zu den gelenkigen Anschlüssen für die Übertragung des Biegemoments zusätzlich zum Steg auch Ober- und Untergurt kraftschlüssig an die Stütze angeschlossen werden.

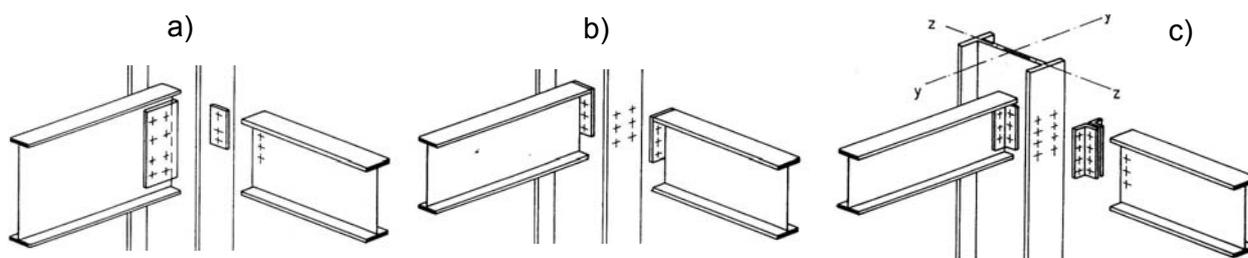


Abb.5.36 – Gelenkige Trägeranschlüsse: a) Fahnenblech-, b) Stirnplatten-, c) Doppelwinkelanschluss (Bildquelle: [Sche98])

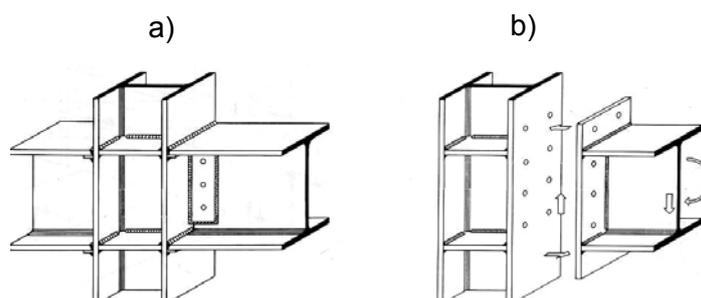


Abb.5.37 – Biegesteife Trägeranschlüsse: a) geschweißt, b) geschraubt (Bildquelle: [Har82])

5.5.2 Allgemeines zum Anschluss der Diagonale im Knotenpunkt

Anschluss mit Knotenblechen

Heutzutage werden Diagonalstäbe meist unter Zuhilfenahme von Knotenblechen an den Kreuzungspunkten zwischen Träger und Stütze angeschlossen. Andere Anschlussarten, z.B. mit speziellen Unterlegscheiben (**Abb.5.38**), bilden bei großen Horizontallasten die Ausnahme.



Abb.5.38 – Konstruktive Lösung für Anschluss Diagonale an Stütze ohne Knotenblech (Bildquelle: [Dig08])

Zwar sind Knoten ohne Knotenblech aus statischer Sicht am günstigsten, da diese relativ biegeweich und die Nebenspannungen dann entsprechend gering sind [Pet88], aus wirtschaftlichen Gründen ist jedoch die Ausbildung mit Knotenblechen zu bevorzugen. In der Regel ist anzustreben, dass sich die Systemlinien der drei Stäbe in einem Punkt schneiden. Dies kann bei spitzen Winkeln allerdings zu großen Knotenblechen führen, weshalb in der Praxis häufig auch Konstruktionen mit versetzten Systemlinien anzutreffen sind. Das auftretende Versatzmoment ist hier bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Das Knotenblech kann am Riegel angeschweißt oder angeschraubt und an der Stütze über eine Stirnplatte angeschraubt oder ebenfalls per Schweißnaht angeschlossen werden. Beispiele hierfür sind in **Abb.5.39** dargestellt.

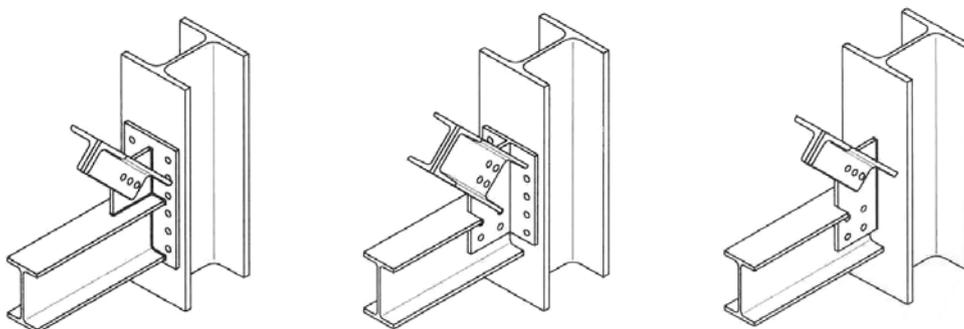


Abb.5.39 – Varianten für den Anschluss des Diagonalstabs am Kreuzungspunkt Träger-Stütze (Bildquelle: [Gri03])

Zur gleichmäßigen Lasteinleitung in den Knoten ist das Knotenblech entlang seiner beiden am Knotenpunkt anliegenden Seiten anzuschließen (geschweißt oder geschraubt). **Abb.5.40** zeigt ein Beispiel im iranischen Ardabil, bei dem dieser Grundsatz nicht beachtet wurde.



Abb.5.40 – Ungenügend angeschlossenes Knotenblech [Bildquelle: Davood Urojzadeh]

Profiltypen

Zur Vermeidung von Exzentrizitäten sollten die Diagonalen mittig in der Wandebene angeordnet sein. Dies kann durch mittige Schlitzung eines Einzelprofils oder durch Anordnung beiderseits am Knotenblech per Kehlnaht angeschweißten oder angeschraubten Zwillingsprofilen erfolgen. Als Diagonalstäbe werden bei kleinen Lasten üblicherweise Winkel-Profilpaare, bei größeren Lasten U-Profilpaare (**Abb.5.41**), im Ausnahmefall sogar IPE- bzw. HE-Profile verwendet. Bei Verwendung von Doppelwinkeln stellt die Variante mit über Eck liegenden Winkeln als Füllstab (erstes Teilbild in **Abb.5.41**) laut [Pet88] die wirtschaftlichere Lösung dar, da diese Profilanordnung im Vergleich zur symmetrischen Anordnung den höheren Widerstand gegen Knicken aufweist.



Abb.5.41 – Übliche Querschnittsformen bei Verbandsstäben

Verbandsarten

Als Vertikalverbände sind einfache oder gekreuzte Diagonalen (**Abb.5.42**) und K-Verbände (**Abb.5.43**) am weitesten verbreitet.



Abb.5.42 – Verband gekreuzter Diagonalen

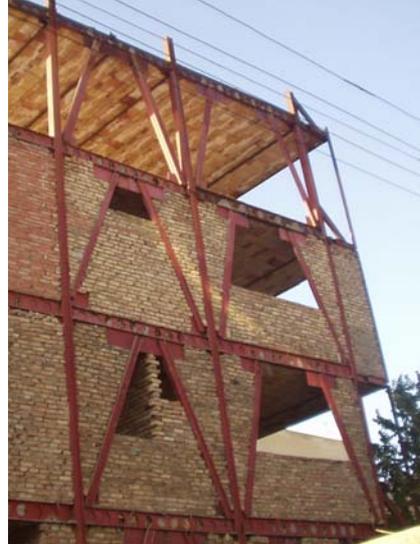


Abb.5.43 – K-Verband

Bei gekreuzten Diagonalen muss zusätzlich zu den Eckknoten der Kreuzungspunkt beider Diagonalstäbe konstruktiv gelöst werden. Beispiele für die Ausbildung mit doppelten Winkel-, U- und I-Profilen sind in **Abb.5.44** dargestellt.

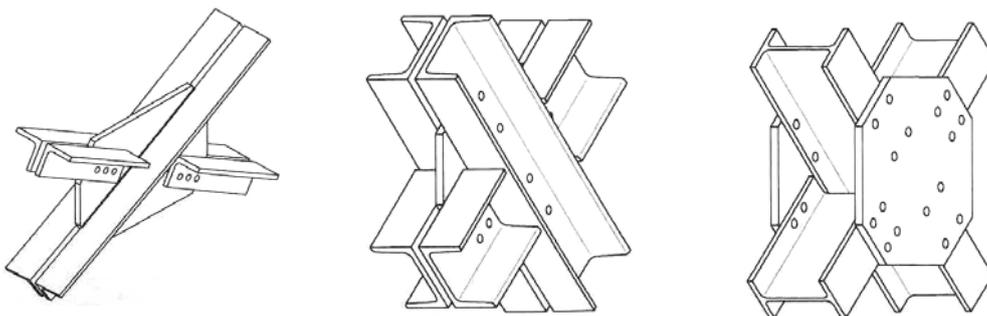


Abb.5.44 – Konstruktive Lösungen für Kreuzungspunkte von gekreuzten Diagonalen (Bildquelle: [Gri03])

Duktile Durchbildung

Soll das Tragwerk duktil ausgebildet werden, werden also plastische Verformungen angestrebt, so besitzen exzentrisch angeschlossene Diagonalstäbe (**Abb.5.45**) ein besonders günstiges Verhalten bei Erdbebeneinwirkungen. Im Gegensatz zu zentrischen Anschlüssen kann hier „ein günstiges und duktileres Verhalten planmäßig erreicht werden“

[Bac02b]. Weiterhin sind die Gesamtverformungen am Tragwerk relativ klein, da die plastischen Verformungen hier durch Biegemomente und Querkräfte verursacht werden und nur bei kurzen Stababschnitten auftreten. Die Energiedissipation erfolgt hauptsächlich über die plastischen Biegemomente [Pho05].

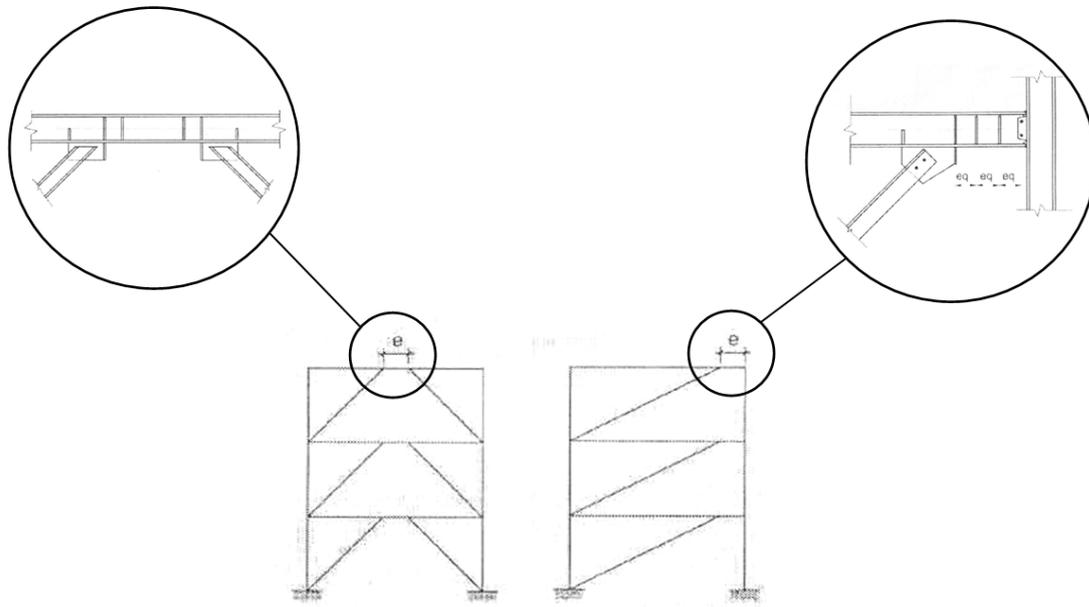


Abb.5.45 – Exzentrisch angeschlossene Diagonalstäbe (Bildquelle: [Bac02b])

Zusatzbeanspruchung

Die Tatsache, dass die über Verbände ausgesteiften Felder ebenfalls mit Mauerwerk ausgefacht werden, beeinflusst die Bemessung und die konstruktive Ausbildung der Diagonale. Im Erdbebenfall können sich nach Kontaktverlust zwischen den Diagonalen und den Trägern bzw. Stützen dreieckigförmige Mauerwerksabschnitte (Keile) ausbilden, von denen sich besonders der untere Keil bei Beschleunigungen in Wandebene gegen die Diagonale und deren Anschluss im Knotenpunkt verschiebt (**Abb.5.46**). Diese Trägheitskräfte müssen bei der Bemessung der Diagonalen und der Anschlusspunkte der Diagonalen berücksichtigt werden.

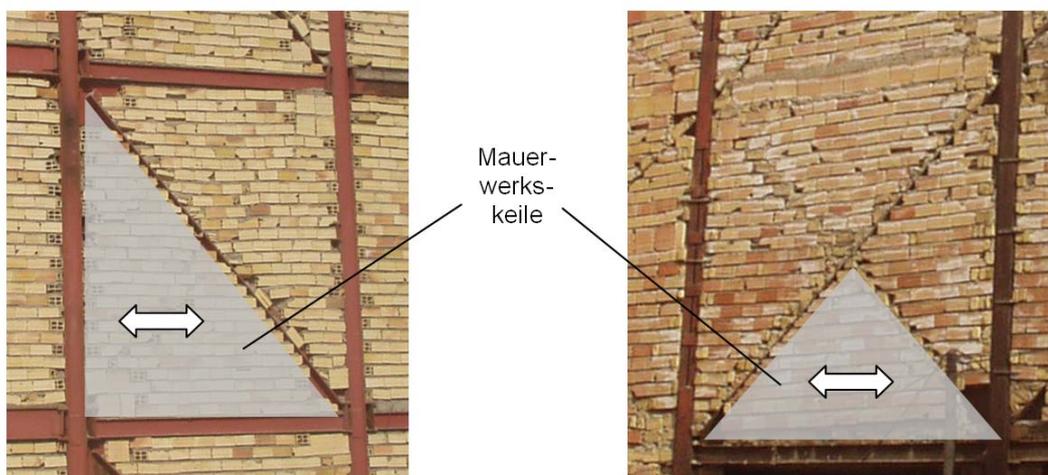


Abb.5.46 Mauerwerkskeile [Bildquelle: Davood Urojzadeh]

5.5.3 Konstruktive Lösungen für Knotenpunkte der ausgefachten Rahmen

Variante A

Der Verband wird als einfache drucksteife Diagonale ausgebildet. Aus konstruktiver Sicht ist die Ausführung des Diagonalstabs mit Winkelprofilpaaren am günstigsten, da diese Variante im Vergleich zur Verwendung von U-Profilen nur eine minimale Schrägfuge im Mauerwerk zur Folge hat. Im Gegensatz zur Variante mit über Eck liegenden Winkeln (erstes Teilbild in **Abb.5.41**) ist jedoch bei symmetrisch angeordneten Winkeln (zweites Teilbild in **Abb.5.41**) der Widerstand gegen Knicken geringer. Ein Detail für den Anschluss im Knotenpunkt ist in **Abb.5.47** dargestellt (ohne Ausfachung). Das Zwillingsprofil aus Winkeln wird mit Hilfe von Schrauben an das Knotenblech angeschlossen. Das Knotenblech wird schon in der Werkstatt an Stirnplatte und Träger angeschweißt, der Träger wird im Bereich des H-Trägers über die Stirnplatte am Stützenprofil mittels Schrauben befestigt. Diese Ausführung ermöglicht eine einfache, schnelle Montage auf der Baustelle, da alle notwendigen Schweißnähte schon in der Werkstatt ausgeführt werden können. Der Anschluss des Trägers an die Stütze mittels Stirnplatte wird als gelenkig angenommen.

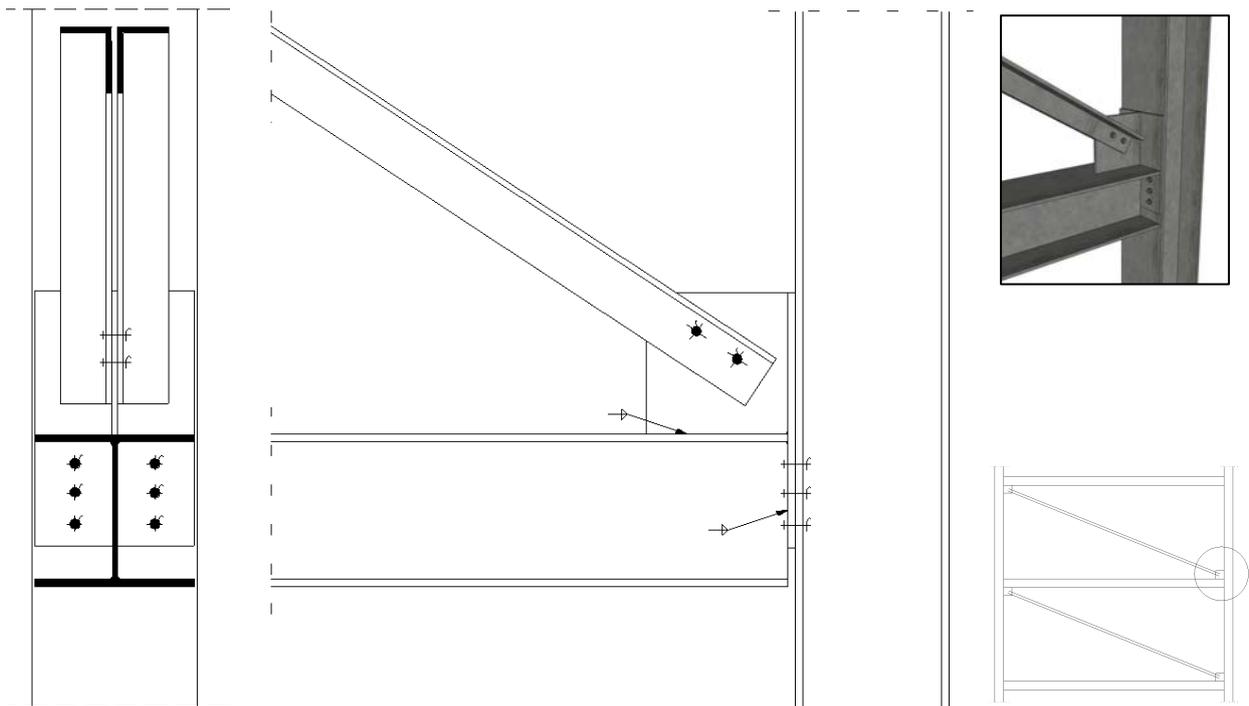


Abb.5.47 - Detail Knotenpunkt Variante A (ohne Darstellung der Ausfachung)

Im Falle einer Ausfachung kann diese bis zu den senkrecht zur Wandebene stehenden Winkelschenkeln aufgemauert werden (minimale Fuge). Im Bereich des vertikalen Schenkels müssen die Steine geschlitzt oder halbiert eingebaut werden. Der Übergang zwischen Mauerwerk und Diagonale ist sorgfältig auszuführen, um im Grenzbereich ein ordentliches äußeres Erscheinungsbild zu gewährleisten. **Abb.5.48** und **Abb.5.49** zeigen hierfür ungenügende Beispiele aus dem Iran.



Abb.5.48
Ungenügend ausgeführte Übergänge zwischen Diagonale und Ausfachung [Bildquelle: Davood Urojzadeh]



Abb.5.49

Die verbleibende keilförmigen Bereiche zwischen dem abgetrepten Mauerwerk und den Diagonalen sind mit Mörtel zu verfüllen (**Abb.5.52**). Da die diagonale Fuge die Ausfachung in zwei Wandabschnitte teilt, ist das untere Mauerwerksdreieck an seinem oberen Ende in Querrichtung gegen Herausfallen nicht mehr gehalten. Hierfür sind zusätzliche konstruktive Lösungen vorzusehen. Zum Beispiel könnten Metallbänder, auf denen stiftförmige Elemente angeordnet sind, auf die Innenseite der Winkelprofile geschweißt werden, um somit eine bessere Lasteinleitung vom Mauerwerk in die Profile zu gewährleisten. Eine denkbare Variante hierfür wäre z.B. die Verwendung von Systemen, die zur Taubenabwehr an Gebäuden eingesetzt werden (**Abb.5.50**).

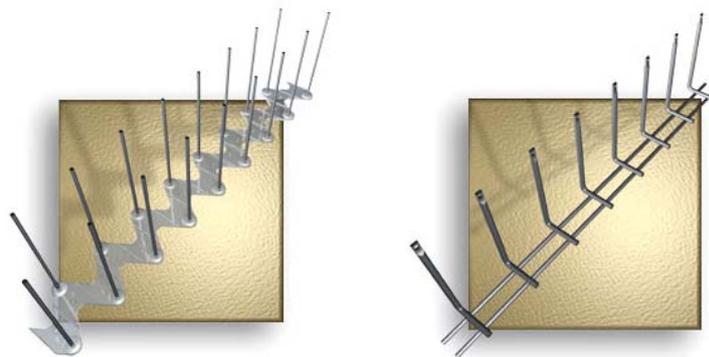


Abb.5.50 – Varianten von Taubenabwehrsystemen [Bildquelle: www.rotec-berlin.de]

Da an den unteren Enden der Wandabschnitte eine Übertragung der Querlasten über Reibung infolge des Wandeigengewichts möglich ist, sind zusätzliche konstruktive Maßnahmen gegen seitliches Herausfallen des Mauerwerks nur auf den in **Abb.5.51** rot markierten Profilstreifen erforderlich.

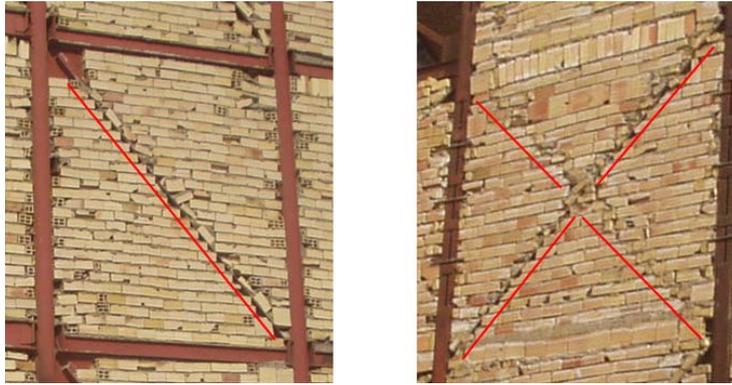


Abb.5.51 – Notwendige Bereiche für zusätzliche Maßnahmen zur seitlichen Halterung

Die Lösung mit in Wandebene liegenden Diagonalen ist eine im Iran weit verbreitete Bauweise und wie zuvor beschrieben mit einem hohen konstruktiven Aufwand verbunden. Es sollte daher angestrebt werden, die Ausfachungswand trotz Ausbildung eines Verbandes nicht durch Fugen zu schwächen. Dies ist jedoch nur zu erreichen, indem die Verbandsebene auf die Außenseiten der Ausfachung verschoben wird. Die in diesem Abschnitt vorgestellte Variante C macht hierfür einen Lösungsvorschlag.

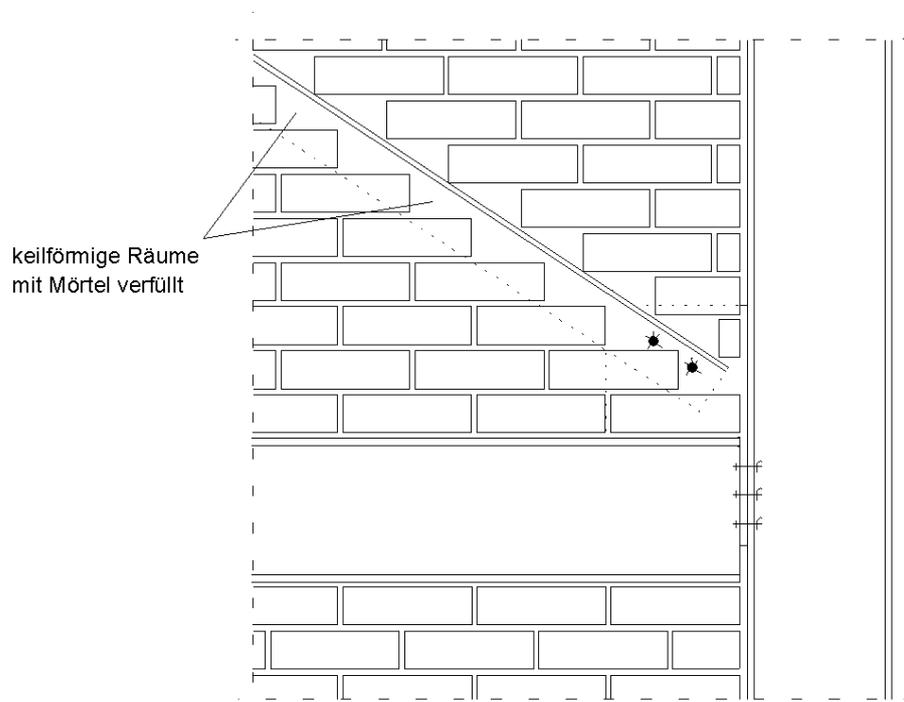


Abb.5.52 – mit Mörtel zu verfüllende treppenförmige Bereiche bei Variante A

Variante B

Bei dieser Variante kommen zur Aussteifung über Eck liegende Winkelprofile als K-Verband angeordnet zum Einsatz. Dabei schneiden sich beide Schrägstäbe und Riegel nicht in einem Punkt, der Anschluss erfolgt exzentrisch und bewirkt planmäßig ein für Erdbebengebiete günstiges duktileres Tragverhalten der Konstruktion. Diese Lösung ermöglicht gleichzeitig die Ausbildung großzügiger Wandöffnungen (**Abb.5.43**). Im Knotenpunkt zwischen Träger und Stütze wird der Anschluss mit Hilfe eines Fahnenblechs ausgeführt (**Abb.5.53**). Diese Art des Anschlusses gilt als gelenkig. Die beiden Winkelprofile werden mit Hilfe von Schrauben am Knotenblech befestigt.

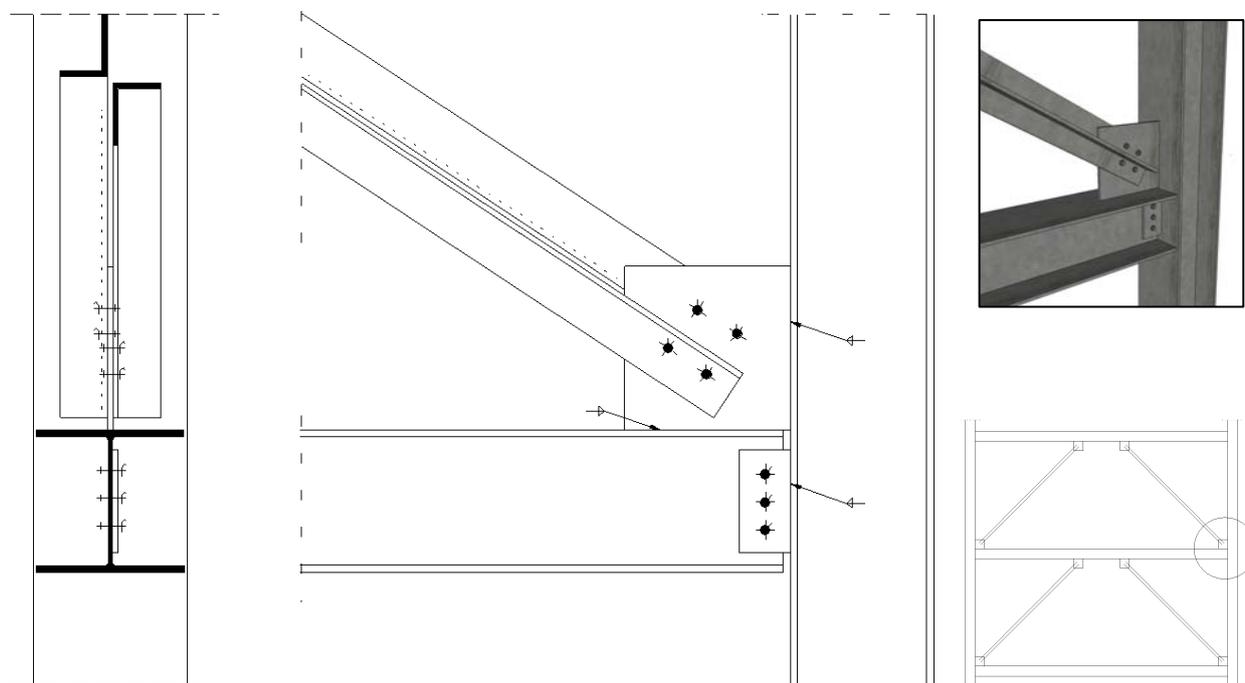


Abb.5.53 - Detail Knotenpunkt Variante B (ohne Darstellung der Ausfachung)

Am anderen Ende erfolgt der Anschluss der Verbandsprofile ebenfalls über Knotenbleche. Zur besseren Einleitung der Druck- und Zugkräfte in den Trägersteg sind in diesem Bereich zusätzlich Steifen angebracht (**Abb.5.54**). Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde in den **Abb.5.53** und **Abb.5.54** auf eine Darstellung der ausfachenden Mauerwerkswand verzichtet. Wie bei Variante A müssen im Übergangsbereich zwischen Ausfachung und Diagonale zusätzliche konstruktive Maßnahmen gegen seitliches Herausfallen der Ausfachung vorgesehen werden. Die verbleibenden keilförmigen Räume werden wiederum mit Mörtel verfüllt.

Da die Verbände im Falle einer Ausfachung wiederum in Wandebene liegen würden, treffen die schon bei Variante A getroffenen Aussagen hier ebenfalls zu und es wird als Vorzugslösung auf die nachfolgend vorgestellte Variante C verwiesen.

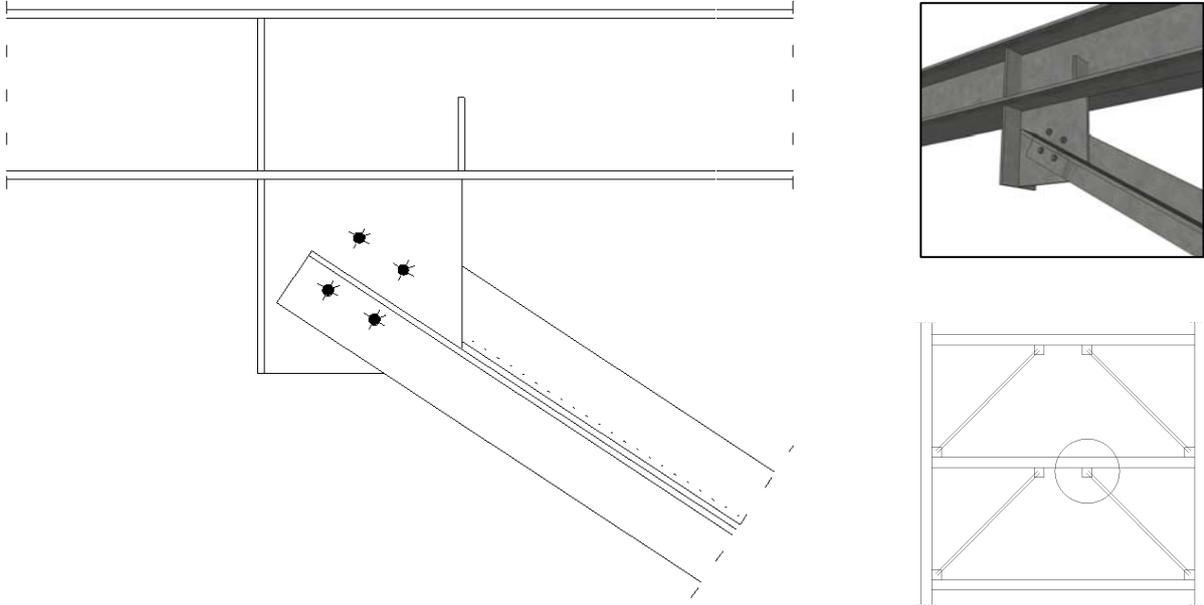


Abb.5.54 - Detail Knotenpunkt Variante B (ohne Darstellung der Ausfachung)

Variante C

In dieser einfachen Variante (**Abb.5.55**) werden im Gegensatz zu den Varianten A und B die Verbände außen auf der Ausfachung liegend ausgeführt. Es kommen gekreuzte druckschlaffe Diagonalen zum Einsatz, deren Querschnitt wegen der nicht erforderlichen Drucksteifigkeit als Flachstahl (Querschnitt hier: 150 mm x 10 mm) ausgebildet werden kann. Um Exzentrizitäten und daraus entstehende Torsionsmomente in Träger und Stütze zu vermeiden, werden die gekreuzten Diagonalen symmetrisch auf beiden Seiten der Mauerwerkswand eingebaut. Eine mittige, also in Rahmenebene eingerückte Anordnung der Flachstähe würde im Kreuzungspunkt der Diagonalen zu konstruktiven Problemen bei der Ausmauerung führen (siehe Variante A und B).

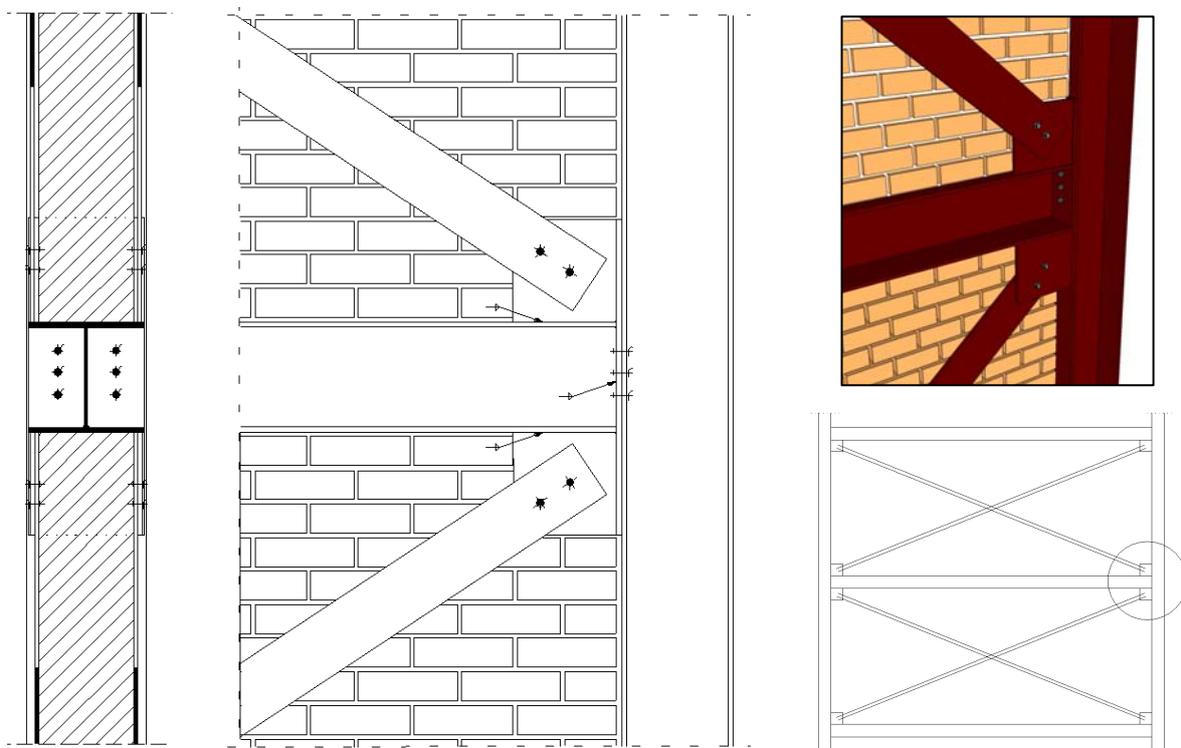


Abb.5.55 - Detail Knotenpunkt Variante C

Der Anschluss der Diagonalen in den Eckpunkten erfolgt wiederum mit Hilfe von Knotenblechen. Die beiden zur jeweiligen Diagonale gehörenden Knotenblechpaare sind quer zur Rahmenebene um eine Knotenblechdicke versetzt. Diese Maßnahme erlaubt es, die Diagonalen im Kreuzungspunkt aneinander vorbeizuführen und damit auf die zusätzliche Anordnung eines Knotenblechs und den Stoß einer Diagonale an dieser Stelle zu verzichten. **Abb.5.56** zeigt dazu ein Beispiel für mittels Doppelwinkel ausgebildete gekreuzte Diagonalen. Der gelenkige Anschluss des Trägers an die Stütze erfolgt wie bei Variante A mit einer Stirnplatte.



Abb.5.56 – Gekreuzte Diagonalen ohne Verwendung eines Knotenblechs im Kreuzungspunkt
[Bildquelle: Davood Urojzadeh]

Ein weiterer Vorteil von Variante C besteht darin, zuerst die Ausfachung komplett und ohne räumliche Behinderung aufmauern und erst im Anschluss daran die aussteifenden Verbände einbauen zu können. Somit sind im Bereich der Diagonalen keine zusätzlichen konstruktiven Maßnahmen gegen seitliches Herausfallen wie bei den Varianten A und B vorzusehen. Ebenso ist bei Bedarf die nachträgliche Verstärkung planmäßig nicht ausgekreuzter Rahmenfelder im Bestand mit relativ geringem Aufwand möglich. Aufgrund der geringen Bauteildicken der Flachstähle sind die Verbände nach Aufbringen eines Putzes nicht mehr sichtbar.

Der Einsatz von sehr dünnen CFK-Lamellen anstelle von Flachstahlprofilen inkl. Anschluss in den Rahmenecken ist ebenfalls möglich und stellt den neuesten Stand der Technik dar. Ein Aufkleben der Lamellen lediglich auf die Wandoberflächen ist als Verstärkungsmaßnahme der Ausfachung ähnlich der im Abschn.4.3 vorgestellten Faserverbundwerkstoffe als Anwendung von kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen ebenso denkbar.

Eine weitere Alternative wäre die Ausbildung der Ausfachung als Stahlbetonwand anstelle von Mauerwerk. Der Vorteil dieser Lösung bestünde darin, dass infolge der hohen Tragfähigkeit des Stahlbetons dann auf zusätzliche Verbände verzichtet werden könnte. Beispiele hierfür sind im Abschn.2.2.1 angegeben.

6 Zusammenfassung

Zusammenfassung

Ziel der Arbeit war es, einen Gesamtüberblick über die Anwendung von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlrahmen in Erdbebengebieten zu geben. Im ersten Teil der Arbeit erfolgten Berechnungen zum Tragverhalten, im zweiten Teil wurden Aspekte bei der konstruktiven Durchbildung betrachtet.

Im ersten Teil wird für den Fall einer Interaktion zwischen beiden Bauteilen (fehlende konstruktive Trennung) die vereinfachte Modellierung von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlrahmen mittels Ersatzstabmodellen bei Beanspruchung in Wandlängsrichtung vorgestellt. Hierfür wurden zu Beginn verschiedene Ersatzstabmodelle vorgestellt, deren Eignung durch Vergleichsberechnungen mit einem diskreten FE-Modell bewertet wurde.

Es existieren Modelle mit einem und mit zwei Ersatzstäben. Modelle mit zwei Ersatzstäben besitzen den Vorteil, dass dort der Einfluss der Ausfachungen auf den umgebenden Rahmen ohne Zwischenschritt sofort berücksichtigt werden kann.

Für das Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah wurden Grenzen für dessen Anwendbarkeit (z.B. Grenzverhältnis Rahmenhöhe zu Rahmenbreite oder Grenzdicke der Ausfachungswand) ermittelt. Mit Hilfe dieses Ersatzstabmodells wurde später das Vorgehen bei der Nachweisführung für ausgefachte Rahmen als Teil des Aussteifungssystems vorgestellt.

Zuvor wurden Parameteruntersuchungen zur Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen durchgeführt. Ausgefachte Rahmen besitzen im Vergleich zu reinen Rahmen eine um den Faktor 10...15 erhöhte Horizontalsteifigkeit. Es existiert außerdem bei ausgefachten Rahmen für jedes Verhältnis Rahmenbreite zu Rahmenhöhe ein bestimmtes Maximum der Horizontalsteifigkeit.

Aufgrund der geringen Festigkeit von Mauerwerk können ausgefachte Rahmen nur innerhalb enger Grenzen als alleinige Elemente zur Aussteifung von Gebäuden herangezogen werden. In Starkerdbebengebieten wie dem Iran sind Gebäude deshalb z.B. nur mit maximal zwei Geschossen ausführbar. Die Anordnung klassischer Aussteifungselemente ist in jedem Fall dringend zu empfehlen.

Die Schubtragfähigkeit des Mauerwerks lässt sich meist nur unter Ansatz der Erweiterten Bruchbedingungen nach Mann nachweisen. Der Druckspannungsnachweis für Mauerwerk ist nicht maßgebend.

Infolge der Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung kann es ebenso zum Versagen des Rahmens zeitlich vor der Ausfachung kommen. Um dies zu vermeiden, ist die

Einhaltung von Mindestprofilgrößen für Rahmenstiele und -riegel notwendig. Die Ermittlung solcher Mindestgrößen erfolgte in der Arbeit für IPE- und HEA-Profile.

Sind zusätzlich zu Diagonalverbänden mit Mauerwerk ausgefachte Rahmen vorhanden (Mischsysteme), müssen Letztere aufgrund ihres Einflusses beim Horizontallastabtrag in jedem Fall berücksichtigt werden. Die Gesamterdbebenlast auf Gebäude vergrößert sich durch die versteifende Wirkung der ausgefachten Rahmen. Die Horizontallasten verteilen sich entsprechend der Dehnsteifigkeiten der Diagonalstäbe auf die Aussteifungselemente.

Werden bei durch Diagonalen versteiften Rahmen die biegesteifen Rahmenecken durch gelenkige Anschlüsse ersetzt, so sind die Unterschiede im Tragverhalten vernachlässigbar klein.

In Erdbebengebieten ist für das Versagen von Mauerwerksausfachungen oftmals die Beanspruchung in Wandquerrichtung maßgebend. Zur Gewährleistung der Standsicherheit der Mauerwerkswände werden in der Arbeit Empfehlungen für die wichtigsten Parameter ausgesprochen.

Die in Deutschland und dem Iran geltenden Baunormen entsprechen dem gleichen Stand der Technik. Viele Erdbebenschäden an iranischen Gebäuden treten nicht aufgrund falscher Berechnungen, sondern wegen mangelhafter Umsetzung der Planungen auf der Baustelle auf.

Im zweiten Teil der Arbeit werden Möglichkeiten der Erhöhung der Tragfähigkeit von Ausfachungen vorgestellt. Neben der Anwendung von vorgespanntem und bewehrtem Mauerwerk stellt vor allem die Anwendung oberflächenapplizierter Strukturen eine Alternative mit viel Zukunftspotential dar. Hierfür existieren jedoch noch keine verlässlichen Bemessungsmethoden. Auf dem Gebiet besteht noch erheblicher Forschungsbedarf.

Um eine Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung zu verhindern, ist eine konstruktive Trennung beider Elemente in der Kontaktfuge erforderlich. Erforderliche Mindestfugenbreiten werden angegeben.

Einfache konstruktive Lösungen für die Ausbildung beweglicher Kontaktfugen werden überblicksartig vorgestellt. Es werden Angaben zu Grenzwerten von Nischentiefen, Abständen bei punktueller Halterung, zu Fugengrößen und Fugenmaterial gemacht.

Aus konstruktiver Sicht sind außenliegende Verbände in Form von gekreuzten Flachstählen am sinnvollsten.

Ausblicks- und Forschungsbedarf

Alle in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen bezogen sich auf vollständig mit Mauerwerk ausgefachte Rahmen. Um auch Bereiche mit Wandöffnungen, Brüstungen etc. einfach mit Hilfe von Ersatzstäben abbilden zu können, ist die Weiterentwicklung der gegenwärtigen Modelle anzustreben.

Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen die geringe Tragfähigkeit von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlrahmen unter Horizontallasten. Ihr Einsatz ist nur als Teil des Aussteifungssystems und innerhalb eng gesetzter Grenzen möglich. Insbesondere bei Mischsystemen ist zur Beschränkung der Beanspruchungen des Mauerwerks die genaue Abstimmung der Steifigkeiten zwischen ausgefachten Rahmen und planmäßigen Aussteifungselementen erforderlich. Die systematische Ermittlung solcher günstiger Steifigkeitsverhältnisse sollte Ziel weiterer Untersuchungen sein.

Da alle Berechnungen dieser Arbeit getrennt für die jeweiligen Beanspruchungsrichtungen durchgeführt wurden, sollten in einem nächsten Schritt Untersuchungen zum Tragverhalten bei kombinierter Beanspruchung (Lasten gleichzeitig in Wandlängs- und in Wandquerrichtung) von Ausfachungen durchgeführt werden. Durch die zusätzliche Erweiterung der Betrachtungen auf weitere Erdbebengebiete könnten in Abhängigkeit der Bodenbeschleunigung differenziertere Angaben zu Anwendungsgrenzen von ausgefachten Rahmen in Erdbebengebieten gemacht werden.

Ein weiterer zu klärender Aspekt ist der Einfluss der Stabilität (Knicken, Beulen) auf die Tragfähigkeit von ausgefachten Rahmen. Es muss der Frage nachgegangen werden, unter welchen Bedingungen (Geometrie- und Materialparameter) Knicken und Beulen zu maßgebenden Kriterien beim Tragfähigkeitsnachweis des Mauerwerks werden.

Die Ausnutzung vorhandener Tragreserven beim rechnerischen Nachweis könnte die Anwendung von ausgefachten Rahmen als aussteifende Bauteile erweitern. Hier ist besonders die Führung eines verformungsbasierten Nachweises zu nennen, für den allerdings die experimentelle oder numerische Ermittlung der Kapazitätskurven (Last-Verformungs-Kurve) für Ausfachungswände erforderlich ist. Außerdem besteht Potential durch die Anwendung von genaueren dynamischen Verfahren für die Ermittlung der Erdbebenlast wie z.B. der Antwortspektrenmethode oder Zeitverlaufsmethode.

7 Verzeichnisse /Anhänge

Veränderte Bezeichnungen

Lateinisches Alphabet

a	Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung
a_{1-4}	Kontaktlängen der Ersatzstäbe nach Schmidt
A_a	Fläche der Ersatzdiagonale
A_W	mittlere QS-Fläche aller Ausf. eines Geschosses in betr. Richtung
b_a	Länge der Ausfachung
b_e	Breite der Ersatzdiagonale
b_{e1}	Breite der Ersatzdiagonale im Eckbereich (Pubal)
b_{e2}	Breite der Ersatzdiagonale in Wandmitte (Pubal)
b_r	Breite des Rahmenriegels
b_s	Breite der Rahmenstütze
B	Rahmenbreite (Achismaß)
c	Kohäsion im Mörtelfugenbereich (Lagerfuge)
c_{SF}	Kohäsion im Mörtelfugenbereich (Stoßfuge)
c'	abgeminderte Kohäsion im Mörtelfugenbereich (Lagerfuge)
C	Erdbebenfaktor aus iranischer Erdbebennorm Standard No.2800
d_a	Dicke der Ausfachung
D	Druckkraft im Ersatzstab
E	Elastizitätsmodul des Rahmens
E_m	Elastizitätsmodul der Ausfachung
f_{bk}	charakt. Wert der Steindruckfestigkeit (DIN1053-100, EC6)
f_{bz}	Bemessungswert der Steinzugfestigkeit (DIN1053-100, EC6)
f_k	charakt. Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit (DIN1053-100, EC6)
f_{vk}	zul. bzw. vorh. Schubspannung Mauerwerk (DIN1053-100, EC6)
f_{vk0}	abgem. Wert der Haftscherfestigkeit (DIN1053-100)
f_{vk0}	charakt. Wert der Haftscherfestigkeit (EC6)
f_{x2}	zul. bzw. vorh. Zugspannung MW parallel zur Lagerfuge (DIN1053-100)
f_{xk1}	zul. bzw. vorh. Zugspannung MW senkrecht zur Lagerfuge (EC6)
f_{xk2}	zul. bzw. vorh. Zugspannung MW parallel zur Lagerfuge (EC6)
g	Erdbeschleunigung
G	Schubmodul
F_a	im Wandschwerpunkt wirkende Ersatzlast
h	Steinhöhe
h_a	Höhe der Ausfachung
h_x	äquivalente Dicke des Rahmenriegels
h_y	äquivalente Dicke des Rahmenstiels
H	Rahmenhöhe (Achismaß)
H	Horizontallast
H_{tot}	Gesamthöhe des Bauwerks

I_r	Trägheitsmoment des Rahmenriegels
I_s	Trägheitsmoment der Rahmenstütze
k_x	Kontaktlänge zwischen Ausfachung und Rahmenstiel nach Pubal
k_y	Kontaktlänge zwischen Ausfachung und Rahmenriegel nach Pubal
l_a	Ankerlänge
l_c	Länge des überdrückten Querschnitts der Wand
l_d	Länge der Ausfachungsdiagonale
l_{k1-4}	Lastangriffspunkte der Ersatzstäbe nach Schmidt
$l_{\ddot{u}}$	Übergreifungslänge Profil/Nische - Wand
M	Gebäudemasse
n	Anzahl der Lagerfugen oder Maueranker
q_a	Verhaltensbeiwert
S_a	Erdbebenfaktor
T_1	Eigenfrequenz des Gesamtbauwerks
T'_1	gemittelter Rechenwert der Eigenschwingdauern T_{1b} und T_{1i}
T_{1b}	Eigenschwingdauer des Tragwerks ohne Berücksichtigung Ausfachungen
T_{1i}	Eigenschwingdauer des Tragwerks mit Berücksichtigung Ausfachungen
T_a	Eigenfrequenz der Einzelwand
\ddot{u}	Überbindemaß
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
V_{Rd}	Bemessungswert der widerstehenden Querkraft
V	Summe der Vertikallasten in beiden Rahmenstielen
W_a	Wandeigengewicht
W_G	Eigengewicht des Gebäudes
Z	Höhe des Wandschwerpunkts über Gelände
Δx	mittlere Steinhöhe
Δy	mittlere Steinlänge

Griechisches Alphabet

α	Ausbreitungswinkel von Ersatzstabbreite b_{e1} auf b_{e2}
α_1/α_2	Momentenbeiwerte bei Querbelastung von Mauerwerk (EC6)
β_{RZ}	Rechenwert der Steinzugfestigkeit (DIN1053-1)
β_Z	Steyzugfestigkeit (DIN1053-1)
$\beta_{D,MW}$	Mauerwerksdruckfestigkeit
β_{NSt}	Nennwert der Steindruckfestigkeit (DIN1053-1)
β_R	Rechenwert der Mauerwerksdruckfestigkeit (DIN1053-1)
β_{RHS}	Rechenwert der Haftscherfestigkeit (DIN1053-1)

γ_a	Bedeutungsbeiwert des Gebäudes
γ_M	Sicherheitsbeiwert des Materials
δ_u	Plastische Stockwerkverschiebung
δ_y	Elastische Stockwerkverschiebung
ε_1	Dehnung in Richtung der Ersatzdiagonale
ε_2	Dehnung senkrecht zur Richtung der Ersatzdiagonale
Θ	Winkel zwischen Ersatzdiagonale und Horizontale
λ	Relativsteifigkeit Rahmen/Ausfachung
λh	Steifigkeitsverhältnis von Rahmen zu Ausfachung
μ	Querdehnzahl
μ_D	Bemessungsduktilität des Tragwerks
μ_R	Reibungsbeiwert in der Lagerfuge
μ_R'	abgeminderter Reibungsbeiwert in der Lagerfuge
μ_{SF}	Reibungsbeiwert in der Stoßfuge
σ_1	Hauptdruckspannung in Ausfachung
σ_2	Hauptzugspannung in Ausfachung
σ_x	mittlere Druckspannung parallel zur Lagerfuge (Ausfachung)
σ_z	mittlere Druckspannung senkrecht zur Lagerfuge (Ausfachung)
τ_{12}, τ_{21}	Hauptschubspannungen in Ausfachung
τ_{krit}	Grenzschubspannung
τ_{zx}	Schubspannung in Ausfachung
φ	Winkel zwischen Ersatzdiagonale und Vertikale

Literaturverzeichnis

- [Amb99] Ambrose, J.; Vergun, D.: „Design for Earthquakes“, John Wiley & Sons, Inc., 1999
- [Bab94] Babilon, Hermann: „Über eine Auswirkung eine ungleichförmige Fugengeometrie auf den Spannungs- und Verformungszustand im zentrisch gedrückten Mauerwerk“, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau der TU Berlin 1994
- [Bac97] Bachmann, H.: „Hochbau für Ingenieure“, B.G. Teubner Verlag, 1997
- [Bac02a] Bachmann, H.: „Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden“, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel 2002
- [Bac02b] Bachmann, H.: „Erdbebensicherung von Bauwerken“, Birkhäuser Verlag, 2002
- [Bud04] Budelmann, H.; Gunkler, E.; Husemann, U.; Becke, A.: „Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigen Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand“, Abschlussber. des IBMB der TU Braunschweig und der FH Lippe und Höxter, 2004
- [Bud06a] Budelmann, H.; Gunkler, E.; Wichmann, H.-J.; Husemann, U.: „Gebäudeaussteifung mittels vorgespannter Dünn- und „Normalbett“-Mauertafeln“, Mauerwerk Heft 1 2006, Ernst & Sohn Verlag
- [Bud06b] Budelmann, H.; Gunkler, E.; Husemann, U.; Caballero Gonzalez, A.: „Vorgefertigte Mauertafeln aus Kalksandstein“, Mauerwerk Heft 1, 2006, Ernst & Sohn Verlag
- [Bur08] Burnette, W.: Burnette House, www.wendellburnettearchitects.com
- [Büt84] Büttner, O.; Hampe, E.: „Bauwerk, Tragwerk, Tragstruktur – Band 2“, VEB Verlag für Bauwesen Berlin, 1984
- [Dav79] Davies, J. M.: „Bemessung von stählernen Rahmen, die durch Mauerwerk ausgesteift sind“, Bautechnik Heft 5, 1979
- [Daw72] Dawson, R.V.; Ward, M.A.: „Dynamic response of framed structures with infill walls“, 5th WCEE, Rome 1972
- [DGfM01] Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau: „Ausführung von Mauerwerk in Skelettbauten“, Schriftenreihe DGfM
- [DGfM02] Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau e.V.: „Nichttragende innere Trennwände“, 3.Auflage, Bonn, 2002
- [Dia90] Dialer, C.: „Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben“, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, TU München, 1990
- [Die97] Dierks, K.; Schneider, K.-J.; Wormuth, R.: „Baukonstruktion“, 4.Auflage, Werner Verlag, 1997
- [Dig08] Digital Engineering Library: www.digitalengineeringlibrary.com
- [DIN1053-1] DIN 1053-1 (11.96) „Mauerwerk, Teil 1: Berechnung und Ausführung“

- [DIN1053-3] DIN 1053-3 (02.1990) „Mauerwerk, Bewehrtes Mauerwerk, Berechnung und Ausführung“
- [DIN1053-100] DIN 1053-100 (09.07) „Mauerwerk – Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts“
- [DIN4149] DIN 4149 (04.05) „Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“
- [DINEN1996] DIN EN 1996-1-1:2005 „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk“ (Eurocode 6: Deutsche Fassung)
- [DINEN1998] DIN EN 1998-1, „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“ (Eurocode 8: Deutsche Fassung)
- [Dor04] Dorka, U.: „Erdbebensicherung durch Structural Control“, Stahlbau Heft 9, 2004, Ernst & Sohn Verlag
- [Drd05] Drdacky, M.; Pospisil, S.: „Earthquake resistance of structures and dynamic response using large facilities experiments“, Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Czech Academy of Sciences, Prague, 2005
- [Ebe00] Ebert, K.: „Arbeitshilfen für die Bemessung von bewehrtem Mauerwerk nach DIN 1053-1 mit Beispielen“, Ernst & Sohn - Mauerwerkskalender 2000, S.555-561
- [Eis02] Eisele, J.; Kloft, J.: „HochhausAtlas“, Verlag Georg D.W. Callwey GmbH & Co. KG, München, 2002
- [Eta01] ETABS, Version. 8.1.0, CSI Computers & Structures, Inc.
- [Eth95] Ethiopian Building Code Standard No.8 “Design of Structures for Earthquake Resistance”, Ministry of Works & Urban Development, Addis Ababa, Ethiopia, 1995
- [Far96] Fardis, M.: „Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions“, ECOEST Report No.6, 1996
- [Fema97] FEMA-273, “Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997
- [Fema98] FEMA-306, “Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1998
- [Fle93] Flesch, R.: “Baudynamik praxisgerecht – Band 1, Berechnungsgrundlagen”, Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin, 1993
- [Gan85] Ganz, H.-R.: „Mauerwerksscheiben und Normalkraft und Schub“, Bericht Nr. 148, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1985
- [Gan90] Ganz, H.-R.: „Vorgespanntes Mauerwerk“, Schweizer Ingenieur u. Architekt, Heft 8, 1990, S.177-182

- [Gas06] Gasparini, J.: „Erdbebensicherheit von Lehmsteinbauten untersucht für den Standort Oaxaca, Mexiko“, Technische Universität Berlin, 2006
- [Ger08] GERB Schwingungsisolierungen: www.gerb.com
- [Gri03] Grimm, F.: „Konstruieren mit Walzprofilen“ Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2003
- [Hal08] Halfen GmbH: www.halfen.de, Infobroschüren
- [HBa08] H-Bautechnik GmbH: www.h-bau.de, Broschüre Griprip® Mauerwerksverbinder
- [Har82] Hart, F.; Henn, W.; Sonntag, H.: „Stahlbauatlas – Geschossbauten“ 2.Auflage, Deutscher Stahlbau-Verband (DSTV), Köln, 1982
- [Hee04] Heerten, G.: „Q- und R-Matten aus Kunststoff für Bewehrungsaufgaben in der Geotechnik“, Bautechnik 81, Heft 9, Ernst & Sohn 2004
- [Hol61] Holmes, M.: „Steel frames with brickwork and concrete infilling“, Proc. ICE, Vol. 19, 1961
- [Ira99] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No.2800), Second Edition 1999
- [Jäg05a] Jäger, W.; Schöps, P.: „Eingefasstes Mauerwerk als Möglichkeit zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Aussteifungsscheiben“, Forschungsbereich TU Dresden, 2005
- [Jäg05b] Jäger, W.; Thieme, M.: „Bemessung von horizontal beanspruchtem Mauerwerk nach prEN 1996-1-1 mit Hilfe modifizierter Momentenverteilungszahlen“, Mauerwerk 9, Heft 1 (2005), Ernst & Sohn
- [Jäg07] Jäger, W.: „Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk nach dem genaueren Verfahren – EC 6 und DIN 1053 im Vergleich“, Mauerwerk 11 (2007), Heft 5, Ernst & Sohn
- [Kap00] Kappos, A.J.; Ellul, F.: „Seismic design and performance assessment of masonry infilled RC frames“, Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000
- [Kas02] Kasten, D.: „Nichttragende innere Trennwände aus Mauerwerk – Erläuterungen zur Neufassung des DGfM-Merkblattes“, Mauerwerkskalender 2002, Ernst & Sohn
- [Kir86] Kirtschig, K.; Anstötz, W.: „Zur Tragfähigkeit von nichttragenden inneren Trennwänden in Massivbauweise“, Mauerwerkskalender 1986, Ernst & Sohn
- [Kön88] König, G.; Mann, W.; Ötes, A.: „Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung“, Frankfurt/M. IRB-Verlag, 1988
- [Kor07] Korkmaz, K. A.: „Earthquake Assessment of R/C Structures with Masonry Infill Walls“, International Journal of Science & Technology, Volume 2, No 2, 2007
- [Lud04] Ludwig, K.-D.: „Erdbebenauslegung ausgefachter Stahlbeton-Skelettbauwerke“, Diplomarbeit, TU-Berlin, 2004
- [Mai72] Mainstone, R.J.: „On the stiffness and strengths of infilled frames“, Current paper CP 2/72, Building research station, 1972

- [Man92] Mann, W.: „Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk – Theoretische Grundlagen und Vergleich mit Versuchsergebnissen“, Mauerwerkskalender 1992, S.601-607
- [Mes07] Meskouris, K.; Hinzen, K.-G.; Butenweg, C.; Mistler, M.: „Bauwerke und Erdbeben – Grundlagen – Anwendung – Beispiele“, 2.Auflage, Vieweg + Teubner, 2007
- [Mes09] Meskouris, K.; Butenweg, C.; Gellert, C.: „Iterativ verbessert“ und „Einfache Nachweise“, Deutsches Ingenieurblatt, Schiele und Schön, Berlin, 05/09, 06/09
- [Mis07] Mistler, M.; Butenweg, C.; Fehling, E.; Stürz, J.: „Verformungsbasierte seismische Bemessung von Mauerwerksbauten auf Grundlage zyklischer Schubwandversuche“, Bauingenieur, Springer VDI Verlag, 2007
- [Mog87] Moghaddam, H.A.; Dowling P.J.: „The State of the Art in Infilled Frames“, Imperial College of Science and Technology Department of Civil Engineering, 1987
- [Moj07] Mojsilovic, N.: „Verstärkung bestehender Mauerwerke mit Faserverbundwerkstoffen: neueste Forschungsergebnisse und Bemessungsmethoden“, www.ibk.ethz.ch
- [Mos93] Moser, K.: „Erdbebentauglichkeit von Stahlbetonhochbauten“, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1993
- [MPA02] MPA Hannover: „Biegezugfestigkeit von Ziegelmauerwerk senkrecht zur Lagerfuge“, AMz-Bericht 1/2002
- [Mül00] Müller-Rochholz, J.: „Verformungsverhalten von geosynthetischen Bewehrungen im Gebrauchslastbereich“, Innovative Lösungen mit Geokunststoffen in der Ingenieur- und Umwelttechnik, Potsdam 2000
- [Nat89] Natke, H.G.: „Baudynamik“, B.G. Teubner Stuttgart 1989
- [Nau08] Naue GmbH & Co. KG: www.naue.com, Infobroschüren
- [Pau91] Pauley, T.; Priestley, M.J.N.: „Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings“, 1991
- [Per05] Peric, L.; Schulte, O.: „Erdbebenberechnung: Vergleich des Ersatzkraft- und des Antwortspektrenverfahrens – Beispiel Parkhaus P2 – Flughafen Kloten, Zürich“, Sonderdruck aus Bauingenieur, Ausgabe 3/2005, Springer VDI Verlag
- [Pet88] Petersen, C.: „Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten“, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig 1988
- [Pfe01] Pfeifer, G.; Ramcke, R.; Achtziger, J.; Zilch, K.: „Mauerwerk Atlas“ Birkhäuser Verlag für Architektur, 2001
- [Pho05] Phocas, M.C.: „Hochhäuser – Tragwerk und Konstruktion“, B.G. Teubner Verlag, Wiesbaden, 2005
- [Pol57] Poljakow, S.V.: „Masonry in framed buildings“, Moskau, 1957

- [Pub88] Pubal, Z.: "Theory and calculation of frame structures with stiffening walls", Elsevier Science Publishing Co., Prag 1988
- [Ree01] Reeh, H.; Jäger, W.: "Sonderdruck aus Mauerwerkskalender 2000/2001", Ernst & Sohn Verlag, 2001
- [Sat60] Satchanski, S.: "Analysis of the earthquake resistance of frame buildings taking into consideration the carrying capacity of the filling masonry, Proc. 2nd World conference on earthquake engineering, Japan 1960
- [Sche98] Scheider, L.: "Skripten zum Lehrgebiet: Grundlagen des Stahlbaus – Teil 2", Bauhaus-Universität Weimar, 1998
- [Schm01] Schmidt, T.: "Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlbetonrahmen mit Ausfachungen aus Mauerwerk", Forschungsberichte VDI Reihe 4, Nr.121
- [Schm02] Schmidt, T.: "Untersuchung des Tragverhaltens von Stahlbetonrahmen mit Ausfachungen aus Porenbeton-Mauerwerk"
- [Schm04] Schmidt, U.; Schubert, P.: „Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk; Teil 2: Biegezugfestigkeit“, Verlag Ernst & Sohn, Berlin – In: Mauerwerks-Kalender 29 (2004), S.31-63
- [Schn99] Schneider, K.-J.; Schubert, P.; Wormuth, R.: „Mauerwerksbau“, 6.Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf 1999
- [Schu90] Schubert, P.; Meyer, U.: „Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – EC6 Mauerwerksbau. Ermittlung von charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk“, RWTH Aachen - Forschungsbericht F330, Aachen 1990
- [Schu02] Schubert, P.: „Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel“ Berlin, Ernst & Sohn, 2002 aus Mauerwerkskalender
- [Schu04] Schubert, P.; Graubohm, M.: „Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen“, Mauerwerk 8 (2004), Heft 5, Ernst & Sohn Verlag
- [Schu07] Schubert, P.; Schneider, K.-J.; Schoch, T.: „Mauerwerksbau – Praxis“, 1.Auflage, Bauwerk Verlag GmbH, Berlin 2007
- [Schw94] Schwegler, G.: „Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundwerkstoffen in seismisch gefährdeten Zonen“, Dübendorf, 1994
- [SOF00] SOFISTIK, Version 10.86 – 23, SOFISTIK AG
- [SOF01] SOFISTIK Handbuch Statikprogramme, Version 23.0, Sofistik AG, Oberschleißheim
- [SOF02] SOFISTIK Handbuch DYNA, Version 12.04, Sofistik AG, Oberschleißheim
- [Sof00] Sofronie, R.: „Geogrids for reinforcing masonry buildings and structures“, Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference & Exhibition EUROGEO, Bologna 2000
- [Sof03] Sofronie, R.: "Theoretical basis of reinforcing masonry with polymer grids", Fifth National Conference on Earthquake Engineering, Istanbul 2003

- [Ste04] Stempniewski, L.; Wallner, C.; Schnepf, S.: Artikel „Erdbebenverstärkung von Mauerwerk – experimentelle und numerische Untersuchungen“ aus „Massivbau in ganzer Breite“, Springer Verlag, Berlin 2004
- [Str08] StressHead AG-Spannsystem mit CFK-Lamellen: www.stresshead.ch, Infobroschüren
- [Sup08] Superlite Block Catalogue “Integra Wall Systems”, www.integrawall.com
- [Swi05] Swissbrick: “Erdbebensicherheit im Mauerwerksbau”, Swissbrick AG und Institute für Bautechnik der Fachhochschule Zentralschweiz, 2005
- [Thü90] Thürlimann, B.: “Post-tensioned masonry structures”, VSL Report Series2, Bern, 1990
- [Thü97] Thürlimann, B.; Schwartz, J.; Muttoni, A.: „Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern“, Birkhäuser Verlag Basel, 1997
- [Tim04] Timpermann, P.; Vitt, G.: „Murfor® – Bewehrtes Mauerwerk in Europa“, Mauerwerk Heft 1 – 2004, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [Tom99] Tomazevic, M.: „Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings“, Imperial College Press 1999
- [Tru04] Truffer, P.; Fischli, F.; Rosati, F.; Berset, T.; Schwegler, G.: „Sicherung mit vorgespannten CFK-Lamellen“, Baublatt Nr.29 (2004), S.24-28
- [Wal08] Wallner, C.; Stempniewski, L.; Müller, H.S.: „Erdbebenberechtigtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen“, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe 2008
- [Wan93] Wang, M.: “Ermittlung der Steifigkeit eines die Mauerwerksausfachung ersetzenden Diagonaldruckstabs”, Bautechnik 70, Heft 6, Ernst & Sohn, 1993
- [Wom03] Wommelsdorff, O.: “Stahlbetonbau – Bemessung und Konstruktion - Teil2“, Werner Verlag, 2003
- [Yto08] YTONG Porenbeton, Broschüre „Erdbebensicherheit im Mauerwerksbau“
- [Zil03] Zilch, K.; Schermer, D.: „Mauerwerk unter seismischen Einwirkungen“, Forschungsbericht TU München 2003

Abbildungsverzeichnis

	Seite
Abb. 1.1	Ausgefachter Stahlrahmen im Iran (Davood Urojzadeh)..... 15
Abb. 1.2	Ausgefachter Stahlbetonrahmen in Ägypten (picasaweb.google.de)..... 15
Abb. 1.3	Schubversagen der Stützen (Bildquelle: [Bac02a])..... 16
Abb. 1.4	Ausfachung mit Diagonalriss (Bildquelle: Davood Urojzadeh)..... 17
Abb. 1.5	Zerstörte Ausfachungen (Bildquelle: Davood Urojzadeh)..... 17
Abb. 2.1	Verformungsbilder eines Rahmens und einer Wandscheibe unter gleicher Horizontallast..... 20
Abb. 2.2	Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung..... 20
Abb. 2.3	Ausfachungstyp 1..... 22
Abb. 2.4	Variante Stahlbetonausfachung in Ortbeton [Eddy Widjaja]..... 23
Abb. 2.5	Variante Stahlbetonausfachung in Ortbeton [Har82]..... 23
Abb. 2.6	Ausfachung durch Stahlblechfelder [Har82]..... 23
Abb. 2.7	Ausfachungstyp 2..... 24
Abb. 2.8	Beispiel Ausfachungstyp 2..... 24
Abb. 2.9	Beispiel Ausfachungstyp 2 [Har82]..... 24
Abb. 2.10	Ausfachungstyp 3..... 25
Abb. 2.11	Varianten für Spannungsfelder bei konzentrierter und verteilter Vertikalbewehrung (Bildquelle: [Thü97])..... 26
Abb. 2.12	Ersatzstabmodell nach Schmidt..... 28
Abb. 2.13	Ermittlung äquivalenter Rahmendicken..... 29
Abb. 2.14	Dicke der Ersatzdiagonale im Eckbereich..... 30
Abb. 2.15	Hauptdruckspannungen in Ausfachung..... 30
Abb. 2.16	Diagramm zur Ermittlung der Ersatzstabbreite nach Smith [Pub88])..... 31
Abb. 2.17	Modell mit Ersatzstab..... 36
Abb. 2.18	Modell mit finiten Elementen..... 36
Abb. 2.19	Steifigkeit ausgefachter Rahmen nach diskretem FE-Modell und Ersatzstabmodell nach Dawe – Vergleich..... 36
Abb. 2.20a	Darstellung Hauptspannungen und Hauptdruckspannungstrajektorien für $B/H = 0,67$ 37
Abb. 2.20b	Darstellung Hauptspannungen und Hauptdruckspannungstrajektorien für $B/H = 1,50$ 37
Abb. 2.20c	Darstellung Hauptspannungen und Hauptdruckspannungstrajektorien für $B/H = 2,00$ 38
Abb. 2.21	Abhängigkeit der Steifigkeit vom Verhältnis I_{Riegel} zu $I_{\text{Stütze}}$ 38
Abb. 2.22	Abhängigkeit der Steifigkeit vom Verhältnis I_{Riegel} zu $I_{\text{Stütze}}$ 39
Abb. 2.23	Abweichung der Steifigkeiten zwischen FE-Modell und Ersatzstabmodell nach Dawe/Seah..... 40
Abb. 2.24a	Darstellung Horizontal- und Vertikallasten..... 41
Abb. 2.24b	Darstellung Hauptspannungen und Hauptspannungstrajektorien..... 42
Abb. 2.25	Abhängigkeit von V/H 43

Abb. 2.26	Beispielgebäude.....	43
Abb. 2.27	Stabschnittgrößen bei unbehinderter und behinderter Durchbiegung des Rahmenriegels.....	44
Abb. 2.28	Mittlere Erdgeschoss-Stütze.....	45
Abb. 2.29	Anteil der Last der Mittelstütze.....	45
Abb. 2.30	Darstellung Hauptspannungstrajektorien.....	46
Abb. 2.31	Abhängigkeit der Hauptspannungsrichtung.....	47
Abb. 2.32	Abhängigkeit der Anzahl gerissener Federn.....	47
Abb. 2.33	Ersatzstabmodell bei mehrgeschossigen Rahmen.....	48
Abb. 2.34	Kontaktlängen in Abhängigkeit des E-Moduls des Rahmens.....	49
Abb. 2.35	Differenz der Ersatzstabbreiten nach Pubal und Stafford Smith.....	50
Abb. 2.36	Ausgangssystem und verformtes System bei Angriff einer Horizontallast.....	51
Abb. 2.37	Zeitlicher Verlauf der Federlängskräfte in den vertikalen Kontaktfugen....	51
Abb. 2.38	Zeitlicher Verlauf der Federlängskräfte in den horizontalen Kontaktfugen	52
Abb. 2.39	Darstellung der gerissenen Federn.....	53
Abb. 2.40	FE-Modell eines ausgefachten Rahmens.....	54
Abb. 2.41	Vergleich Steifigkeit ohne / mit Ausfachung (Sofistik).....	55
Abb. 2.42	Anteil ausgefachter Rahmen am Horizontallastabtrag.....	56
Abb. 2.43	Steifigkeit ausgefachter Rahmen nach diskretem FE-Modell und Ersatzstabmodell.....	56
Abb. 2.44	Vereinfachtes statisches System eines ausgefachten Rahmens bei Angriff einer Horizontallast.....	57
Abb. 2.45	Normalkraftdiagramm für reale Kraft F	57
Abb. 2.46	Normalkraftdiagramm für virtuelle Kraft „1“.....	57
Abb. 2.47	Horizontalverformung u in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Ersatzdiagonale.....	58
Abb. 2.48	Horizontalverformung u in Abhängigkeit von φ und von $(EA)_1 / (EA)_2$	59
Abb. 2.49	Darstellung des Winkels der maximalen Steifigkeit ($\cos \varphi$) in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses $(EA)_1/(EA)_2$	60
Abb. 2.50	Vereinfachte Funktion.....	61
Abb. 2.51	Abhängigkeit vom Verhältnis $I_{\text{Riegel}}/I_{\text{Stütze}}$	62
Abb. 2.52	Abhängigkeit vom Verhältnis $I_{\text{Riegel}}/I_{\text{Stütze}}$	62
Abb. 2.53	Einfluss des E-Moduls der Ausfachung auf Horizontalsteifigkeit.....	63
Abb. 2.54	Einfluss der Ausfachungsdicke auf Horizontalsteifigkeit.....	63
Abb. 2.55	Verformung in Abhängigkeit vom Verhältnis Auflast zu Horizontallast.....	64
Abb. 2.56	Lage des B/H-Optimums in Abhängigkeit vom Verhältnis Auflast/Horizontallast.....	65
Abb. 2.57	Einfluss des Reibbeiwerts in der Kontaktfuge auf Horizontalsteifigkeit.....	66
Abb. 2.58	Einfluss des Reibbeiwerts in der Kontaktfuge auf Horizontalsteifigkeit.....	66
Abb. 2.59	Hauptspannungstrajektorien.....	68
Abb. 2.60	Hauptspannungstrajektorien.....	68
Abb. 2.61	Richtung der Hauptnormalspannungen.....	68
Abb. 2.62	Koordinatensysteme für Spannungstransformation.....	69

Abb. 2.63	Beispiel für Vergleichsberechnung.....	70
Abb. 2.64	Ergebnisse der FE-Berechnung mit Sofistik.....	71
Abb. 2.65	Ergebnisse der FE-Berechnung mit Sofistik.....	71
Abb. 2.66	Ergebnisse der FE-Berechnung mit Sofistik.....	71
Abb. 2.67	Modell zur Ermittlung der Ersatzstabbreite in Wandmitte.....	72
Abb. 2.68	Versagensart: Gleiten in der Lagerfuge [Tom99].....	73
Abb. 2.69	Versagensart: Schubversagen infolge schiefen Drucks [Tom99].....	73
Abb. 2.70	Kreuzrisse infolge schiefen Drucks [Bac02a].....	73
Abb. 2.71	Versagensart Biegeversagen [Tom99].....	74
Abb. 2.72	Versagensarten von Mauerwerk bei Horizontalbeanspruchung [Tom99].....	75
Abb. 2.73	Mauerwerkselement mit an ihm wirkenden Spannungen.....	76
Abb. 2.74	Gleichgewicht.....	76
Abb. 2.75	Spannungen am Mauerwerkselement ohne Stoßfugenvermörtelung.....	77
Abb. 2.76	Gleiten in der Lagerfuge.....	77
Abb. 2.77	Steinzerreißen.....	78
Abb. 2.78	Druckversagen.....	79
Abb. 2.80	Bruchkriterien nach Mann/Müller.....	80
Abb. 2.81	Grenzs Schubspannung 1.....	82
Abb. 2.82	Grenzs Schubspannung 2.....	82
Abb. 2.83	Grenzs Schubspannung 3.....	82
Abb. 2.84	Koordinatensystem.....	82
Abb. 2.85	Bruchflächen nach Modell Ganz/Thürlimann [Gan85].....	83
Abb. 2.86	Übersicht der Nachweise für Mauerwerk bei Beanspruchung in Wandebene.....	84
Abb. 2.87	Übersicht der Nachweise für Mauerwerk bei Beanspruchung senkrecht zur Wandebene.....	84
Abb. 2.88	Rechteckiger Spannungsblock nach Pauley/Priestley [Gas06].....	86
Abb. 2.89	Linearer Spannungsverlauf im Querschnitt.....	87
Abb. 2.90	Maximal aufnehmbares Biegemoment einer Mauerwerkswand.....	88
Abb. 2.91	Schubrisse in kurzer Stütze [Bac02a].....	89
Abb. 2.92	Stützenmechanismus im Erdgeschoss (Djillali Benour, University of Bab Ezzour, Algeria).....	89
Abb. 2.93	Schnittgrößenverläufe eines ausgefachten Rahmens unter geschossweisen horizontalen Einzellasten.....	90
Abb. 2.94	Versagensarten des Rahmens.....	91
Abb. 2.95	Aufteilung der Druckstrebe in zwei Teilstäbe.....	92
Abb. 2.96	Aufteilung der Kraft im Ersatzstab auf Rahmen bei mittiger/außermittiger Krafteinleitung.....	92
Abb. 2.97	Gesamtschnittkräfte ohne Berücksichtigung örtlicher Zusatzbeanspruchungen.....	94
Abb. 2.98	Länge des Hebelarms von F_V bezogen auf die Rahmenecke.....	95
Abb. 2.99	Ansatz für Biegemoment nach Davies [Dav79].....	95

Abb. 2.100	Gesamtschnittkräfte mit Berücksichtigung örtlicher Zusatzbeanspruchungen.....	96
Abb. 2.101	Sinnvolle Kombinationen aus Mörtelgruppe und Steinfestigkeitsklasse....	98
Abb. 2.102	Empfohlene Mindestprofilgrößen für Rahmen.....	101
Abb. 2.103	Empfehlungen für Grenzwerte der Parameter beim Modellgebäude.....	101
Abb. 2.104	Tragwerksmodell Wohngebäude.....	104
Abb. 2.105	Bemessungsantwortspektrum aus iranischer Erdbebennorm.....	106
Abb. 2.106	Tragwerksmodell mit Ersatzstäben.....	107
Abb. 2.107	Stabnormalkräfte im LF Erdbeben, Beanspruchung in Längsrichtung.....	108
Abb. 2.108	Zerstörte Ausfachungen im Erdgeschoss eines fünfgeschossigen Wohnhauses in Algerien Djillali Benour, University of Bab Ezzour.....	109
Abb. 2.109	1.Eigenform Tragwerk Wohngebäude.....	110
Abb. 2.110	Biegemomente in Stäben bei gelenkiger und biegesteifer Knotenpunktausbildung.....	111
Abb. 2.111	Beispiel einer Last-Verformungs-Kurve [Mis07].....	114
Abb. 2.112	Ausgefachter Skelettbau.....	115
Abb. 2.113	Fachwerkmodell.....	115
Abb. 2.114	Eingefasstes Mauerwerk [Tom99].....	116
Abb. 2.115	Mauerwerk vor Betonieren der Stützen.....	117
Abb. 2.116	Verzahnung zwischen Stütze und Mauerwerk [Die97].....	117
Abb. 2.117	Vergleich Ausgefachter Rahmen – Eingefasstes Mauerwerk.....	117
Abb. 2.118	Untersuchte Wand im FE-Modell.....	118
Abb. 2.119	Darstellung der Vergleichsspannungen.....	118
Abb. 2.120	Darstellung der Hauptspannungstrajektorien.....	118
Abb. 2.121	Darstellung der Vergleichsspannungen.....	119
Abb. 2.122	Darstellung der Hauptspannungstrajektorien.....	120
Abb. 2.123	Verhaltensbeiwerte q nach DIN 4149 (04.05).....	121
Abb. 3.1	Aus Rahmen herausgefallene Ausfachungen (Davood Urojzadeh).....	123
Abb. 3.2	Zerstörte Ausfachungen (Davood Urojzadeh).....	123
Abb. 3.3	Vergleich dynamischer Berechnungsverfahren im Erdbebeningenieurwesen [Bac02b].....	125
Abb. 3.4	Parameterwerte (aus [DIN4149]).....	126
Abb. 3.5	EC8-Spektren (aus [DINEN1998]).....	126
Abb. 3.6	Bemessungsantwortspektrum aus iranischer Erdbebennorm [Ira99].....	127
Abb. 3.7	Gewählte Parameter für EC8-Spektrum in Sofistik.....	127
Abb. 3.8	Abweichung der Biegemomente bei Berechnung nach Antwortspektren- und Ersatzlastverfahren.....	128
Abb. 3.9	Querbeanspruchung von Ausfachungen ([Tom99], Davood Urojzadeh)....	131
Abb. 3.10	Annahme der Lagerung für das statische System.....	132
Abb. 3.11	Hauptspannungen bei einachsiger Biegebeanspruchung senkrecht zu Lagerfugen.....	134
Abb. 3.12	Hauptspannungen bei einachsiger Biegebeanspruchung parallel zu Lagerfugen.....	134

Abb. 3.13	Vorhandene Biegespannungen mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge (aus [Gas06]).....	135
Abb. 3.14	Zulässige Spannungen f_{xk1} (aus [DINEN1996]).....	136
Abb. 3.15	Bruchebene parallel zu Lagerfugen [DINEN1996].....	137
Abb. 3.16	Bruchebene senkrecht zu Lagerfugen [DINEN1996].....	137
Abb. 3.17	Zulässige Spannungen f_{xk2} [DINEN1996].....	137
Abb. 3.18	Ansetzbare Haftscherfestigkeiten von Mörteln nach verschiedenen Normen.....	138
Abb. 3.19	Nachweis Plattenschub.....	139
Abb. 3.20	Bemessungswerte für Bodenbeschleunigungen nach deutscher und iranischer Erdbebennorm.....	140
Abb. 3.21	Voraussetzungen für Anwendbarkeit des Ersatzlastverfahrens (Auszug).	141
Abb. 3.22	Ermittlung des Erdbebenfaktors.....	141
Abb. 3.23	Verteilung der Ersatzlast über die Bauwerkshöhe.....	142
Abb. 3.24	Geometrie und Scheibenanordnung Beispielgebäude.....	142
Abb. 3.25	Berechnete Erdbebenfaktoren für Beispielgebäude.....	143
Abb. 3.26	Parameter Mauerwerkswichte.....	145
Abb. 3.27	Parameter Wanddicke.....	145
Abb. 3.28	Parameter Wandlänge.....	146
Abb. 3.29	Parameter Steifigkeitsklasse.....	146
Abb. 3.30	Parameter Steinart.....	147
Abb. 3.31	Parameter Mörtelgruppe.....	147
Abb. 3.32	Abhängigkeit der Erdbebenlast vom Verhältnis der Eigenschwingdauern.	148
Abb. 3.33	Parameter Verhältnis \bar{u}/h	148
Abb.3.34	Empfehlungen für Grenzwerte der Parameter beim Modellgebäude für Ausfachungen im 5.OG.....	149
Abb. 4.1	Zerstörte Ausfachung (Bildquelle: Davood Urojzadeh).....	151
Abb. 4.2	Durch höherwertiges Mauerwerk verstärkte Eckbereiche.....	152
Abb. 4.3	Durch unbewehrten Beton verstärkte Eckbereiche.....	153
Abb. 4.4	Abgestürzte Ausfachung (Bildquelle: [Moj07]).....	154
Abb. 4.5	Sechseckige Maschenform.....	154
Abb. 4.6a	Variante für Befestigung des Drahtgitters am Trägersteg.....	155
Abb.4.6b	Variante für Befestigung des Drahtgitters am Trägersteg.....	156
Abb. 4.7a	Variante für Befestigung des Drahtgitters am Trägersteg.....	156
Abb. 4.7b	Variante für Befestigung des Drahtgitters am Trägersteg.....	157
Abb. 4.8	Variante mit senkrechter Anordnung von Flachstählen (Jan Grunwald)...	157
Abb. 4.9	Fasermaterialien (Bildquelle: [Moj07]).....	158
Abb. 4.10	Diagonalstreifen (Bildquelle: [Ste04]).....	158
Abb. 4.11	Aufgespritzte Glasfasern [Moj07].....	159
Abb. 4.12	Komplettsystem RichterGard.....	160
Abb. 4.13	Umfassung durch Gitter.....	163
Abb. 4.14	Ausschnitte Geogitter.....	163
Abb. 4.15	Spannungs-Dehnungs-Linien Mauerwerk nach Ebert.....	164

Abb. 4.16	Spannungs-Dehnungs-Linie für Hlz - PB nach Schubert.....	164
Abb. 4.17	Kraft-Dehnungsverhalten verschiedener Bewehrungsprodukte [Mül00]...	165
Abb. 4.18	Spannungs-Dehnungs-Linie Polypropylen (PP).....	165
Abb. 4.19	Ansicht, Querschnitt, Dehnungen, Spannungen, Kräfte am Querschnitt...	166
Abb. 4.20	Ungerissene Lagerfugen.....	168
Abb. 4.21	Gerissene Lagerfugen.....	168
Abb. 4.22	Interaktionskurve für vorgespanntes Mauerwerk [Bud04].....	170
Abb. 4.23	Aufnehmbare Horizontalkraft (Bildquelle: [Thü90]).....	171
Abb. 4.24	Vorgefertigte vorgespannte Mauertafeln aus Kalksandstein [Bud06a].....	172
Abb. 4.25	Normalstein (Bildquelle: [Sup08]).....	172
Abb. 4.26	Spezialstein mit Verankerungsblock (Bildquelle: [Sup08]).....	173
Abb. 4.27	Vorspannen per Handpumpe (Bildquelle: [Sup08]).....	173
Abb. 4.28	Querschnitt durch vorgespannte Mauerwerkswand.....	174
Abb. 4.29	Wohnhaus in Phoenix, USA (Bildquelle: [Bur08]).....	174
Abb. 4.30	Vertikale Anordnung der Lamellen (Bildquelle: [Str08]).....	175
Abb. 4.31	Feste Verankerung [Str08].....	175
Abb. 4.32	Bewegliche Verankerung (Bildquelle:[Str08]).....	175
Abb. 4.33	Feuerwehrhaus in Visp, Schweiz (Bildquelle: [Tru04]).....	175
Abb. 4.34	Bewehrungselement Murfor® [Tim04].....	176
Abb. 4.35	Murfor® im Mauerwerk (Bildquelle: [Tim04]).....	176
Abb. 4.36	Ersatz der horizontalen Stahlbetonbalken bei eingefasstem Mauerwerk durch Murfor® - Bewehrungselemente.....	177
Abb. 4.37	Hohlblockstein aus Leichtbeton.....	178
Abb. 4.38	Schalungsstein aus Beton.....	178
Abb. 4.39	Verfüllung der Schalungssteine [Tim04].....	178
Abb. 5.1	Ungenügende Ausbildung der Kontaktfuge [Davood Urojzadeh].....	181
Abb. 5.2	Zerstörte Ausfachung [Davood Urojzadeh].....	182
Abb. 5.3	Definition zulässige Stockwerkverschiebung.....	184
Abb. 5.4	Empfohlenes Fugenmaterial Steinwolle.....	185
Abb. 5.5	Einteilung der Fugentypen nach Bewegungsmögl. in Wandebene.....	186
Abb. 5.6	Variante Nische Stahlbetonstütze (Typ B3).....	187
Abb. 5.7	Variante Nische Stahlstütze (Typ B3).....	187
Abb. 5.8	Definition erforderliche Nischentiefe.....	188
Abb. 5.9	Stahlprofile mit ausreichenden Nischtiefen.....	188
Abb. 5.10	Wandanschluss.....	189
Abb. 5.11	Anforderungen an Nischen aus Stahlbeton.....	189
Abb. 5.12	Übliche Stahlprofiltypen für Anschluss der Ausfachung an Rahmenstiel..	190
Abb. 5.13	Varianten mit Stahlprofilen (Typ B3).....	190
Abb. 5.14	Variante mit U-Profil (Typ B3).....	191
Abb. 5.15	U-Profile mit ausreichenden Nischtiefen.....	191
Abb. 5.16	Mischvarianten (Typ B3).....	191
Abb. 5.17	Erforderliche Übergreifungslänge.....	192
Abb. 5.18	Variante mit Anker (Typ B1).....	193

Abb. 5.19	Variante mit Anker und Gleithülse (Typ B3).....	193
Abb. 5.20	Anker und Gleithülse.....	193
Abb. 5.21	Variante mit Anker System Swissbrick [Swi05] Typ B1.....	194
Abb. 5.22	Variante mit Anker [DGfM01] Typ B3.....	194
Abb. 5.23	Lagerfugen mit Mauerankern.....	195
Abb. 5.24	Ermittlung erforderliche Ankerzahl.....	196
Abb. 5.25	Variante mit Dornen [Bac02b] Typ B1 bzw. B3.....	197
Abb. 5.26	Bewegungsmöglichkeiten in Wandebene.....	198
Abb. 5.27	Variante mit U-Profil.....	198
Abb. 5.28	Variante mit Winkelprofilen.....	199
Abb. 5.29	Variante mit Winkelprofilen.....	199
Abb. 5.30	Oberste Lagerfuge der Ausfachung.....	200
Abb. 5.31	Variante mit halbem HE-Profil.....	200
Abb. 5.32	Variante mit Winkelprofil.....	200
Abb. 5.33	Variante mit Ankern in Stoßfugen.....	201
Abb. 5.34	Variante mit Ankern in Passsteinen.....	201
Abb. 5.35	Konstruktive Ausbildung der Fugen – Übersicht.....	202
Abb. 5.36	Gelenkige Trägeranschlüsse [Sche98].....	203
Abb. 5.37	Biegesteife Trägeranschlüsse [Har82].....	203
Abb. 5.38	Konstruktive Lösung für Anschluss Diagonale an Stütze ohne Knotenblech [Dig08].....	204
Abb. 5.39	Varianten für den Anschluss des Diagonalstabs am Kreuzungspunkt Träger-Stütze [Gri03].....	204
Abb. 5.40	Ungenügend angeschlossenes Knotenblech [Davood Urojzadeh].....	205
Abb. 5.41	Übliche Querschnittsformen bei Verbandsstäben.....	205
Abb. 5.42	Verband gekreuzter Diagonalen.....	206
Abb. 5.43	K-Verband.....	206
Abb. 5.44	Konstruktive Lösungen für Kreuzungspunkte von gekreuzten Diagonalen [Gri03].....	206
Abb. 5.45	Exzentrisch angeschlossene Diagonalstäbe [Bac02b].....	207
Abb. 5.46	Mauerwerkskeile [Davood Urojzadeh].....	207
Abb. 5.47	Detail Knotenpunkt Variante A (ohne Darstellung der Ausfachung).....	208
Abb. 5.48	Ungenügend ausgeführte Übergänge zwischen Diagonale und Ausfachung [Davood Urojzadeh].....	209
Abb. 5.49	Ungenügend ausgeführte Übergänge zwischen Diagonale und Ausfachung [Davood Urojzadeh].....	209
Abb. 5.50	Varianten von Taubenabwehrsystemen [www.rottec-berlin.de].....	209
Abb. 5.51	Notwendige Bereiche für zusätzliche Maßnahmen zur seitlichen Halterung.....	210
Abb. 5.52	mit Mörtel zu verfüllende treppenförmige Bereiche bei Variante A.....	210
Abb. 5.53	Detail Knotenpunkt Variante B (ohne Darstellung der Ausfachung).....	211
Abb. 5.54	Detail Knotenpunkt Variante B (ohne Darstellung der Ausfachung).....	212
Abb. 5.55	Detail Knotenpunkt Variante C.....	213

Abb. 5.56	Gekreuzte Diagonalen ohne Verwendung eines Knotenblechs im Kreuzungspunkt.....	214
Abb. A1.1	Isometrie Variante mit 2 Scheiben pro Richtung.....	242
Abb. A1.2	V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG.....	242
Abb. A1.3	Diagramm V/H-Verhältnis im Erdgeschoss.....	242
Abb. A1.4	Isometrie Variante mit 2 Scheiben pro Richtung	243
Abb. A1.5	V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG.....	243
Abb. A1.6	Diagramm V/H-Verhältnis im Erdgeschoss.....	243
Abb. A1.7	Isometrie Variante mit 3 Scheiben pro Richtung	244
Abb. A1.8	V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG.....	244
Abb. A1.9	Diagramm V/H-Verhältnis im Erdgeschoss.....	244
Abb. A1.10	Isometrie Variante mit 4 Scheiben pro Richtung	245
Abb. A1.11	V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG.....	245
Abb. A1.12	Diagramm V/H-Verhältnis im Erdgeschoss.....	245
Abb. A1.13	Isometrie Variante mit 5 Scheiben pro Richtung	246
Abb. A1.14	V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG.....	246
Abb. A1.15	Diagramm V/H-Verhältnis im Erdgeschoss.....	246
Abb. A1.16	Isometrie Variante mit 6 Scheiben pro Richtung	247
Abb. A1.17	V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG.....	247
Abb. A1.18	Diagramm V/H-Verhältnis im Erdgeschoss.....	247
Abb. A2.1	Isometrie Übersicht Formelzeichen Mauerwerksbau nach DIN und EC...	249
Abb. A3.1	Nachweis Ausfachung, Variation Geschosszahl / Dicke der Ausfachung..	264
Abb. A3.2	Nachweis Ausfachung, Variation Steifigkeitsklasse / Mörtelgruppe...	265
Abb. A3.3	Nachweis Rahmen, Mindestprofilgrößen für Rahmenriegel und –stiele....	266
Abb. A4.1	Schematischer Grundriss Wohngebäude Iran.....	267
Abb. A5.1	Ansicht Oberfläche Teilprogramm A1.....	269
Abb. A5.2	Ansicht Oberfläche Teilprogramm A2.....	274
Abb. A5.3	Ansicht Oberfläche Teilprogramm A3.....	277
Abb. A5.4	Ansicht Oberfläche Teilprogramm A4.....	283
Abb. A5.5	Ansicht Oberfläche Teilprogramm A5.....	285
Abb. A5.6	Ansicht Oberfläche Teilprogramm A6.....	287
Abb. A5.7	Ansicht Oberfläche Teilprogramm B1.....	290
Abb. A5.8	Ansicht Oberfläche Teilprogramm B2.....	293
Abb. A5.9	Ansicht Oberfläche Teilprogramm B3.....	295
Abb. A5.10	Ansicht Oberfläche Teilprogramm B3.....	297
Abb. A7.1	Kenngrößen Federelement	313
Abb. A7.2	Bezeichnungen Ermittlung Einflussfläche	314
Abb. A8.1	Systembilder nach Frilo und Sofistik	315
Abb. A8.2	Verformungsfiguren nach Frilo und Sofistik.....	315
Abb. A8.3	Annahmen und Berechnung der Längskraft im Ersatzstab mit Frilo.....	316
Abb. A8.4	Darstellung der Hauptspannungstrajektorien in den Knotenpunkten.....	317

ANHANG A1 (zu Abschnitt 2.3)

Anwendungseinschränkung aus Bedingung $V/H < 10$

Die Anwendung des Ersatzstabmodells nach Dawe/Seah setzt voraus, dass das Verhältnis aus der Vertikallast in beiden Rahmenstielen und der angreifenden Horizontallast V/H nicht größer als 10 ist, damit sich eine Druckdiagonale ausbilden kann. Für jedes Gebäude muss neu untersucht werden, inwieweit dieses Verhältnis eingehalten wird. Zur Klärung der Anwendbarkeit genügt eine näherungsweise Ermittlung der Lasten. Im Folgenden wurden an einem einfachen Beispielgebäude (**Abb.2.26**) das Gesamtgewicht des Gebäudes und die Horizontallasten infolge Erdbeben überschlägig ermittelt und anschließend das Anwendungskriterium $V/H < 10$ überprüft.

Annahmen:

- symmetrische Aussteifung
- aussteifende Scheiben durchgehend
- Grundriss: 15 m x 15 m
- Geschosshöhe: 3,0 m
- Stützenraster: 5 m
- variable Geschossanzahl ($n = 2 \dots 6$)
- variable Horizontalbeschleunigung ($a = 0,1 \dots 0,4g$)

Annahmen vertikal

- Dachgesamtlast: 10 kN/m²
 - Gesamtvolumenlast: 5 kN/m³

Annahmen horizontal (Erdbebenlastermittlung mit Ersatzkammerverfahren)

In den meisten internationalen Erdbebennormen erfolgt die Ermittlung der Horizontallast F_b aus einem Erdbebenfaktor C multipliziert mit der Gebäudemasse M .

$$F_b = C \cdot M$$

Der Erdbebenfaktor C berücksichtigt verschiedene Einflüsse, u.a. Tragsystem, Eigenfrequenz, Boden und Nutzung. Als grobe Näherung für C gilt:

$$C = \frac{2 \cdot a}{g \cdot H^{0,5}} \quad \begin{array}{l} a = \text{Horizontalbeschleunigung nach Norm} \\ H = \text{Gebäudehöhe} \end{array}$$

Verteilt auf die einzelnen Geschosse wird die Gesamthorizontallast nach:

$$F_i = F_b \cdot \frac{h_i \cdot m_i}{\sum(h_j \cdot m_j)}$$

F_i = die am Geschoss i angreifende Horizontallast
 F_b = Gesamthorizontallast
 m = Geschossmasse
 h = Höhe des Geschosses über Gründungsebene

Es folgen einige Beispiele für verschiedene Scheibenanordnungen. Die V/H -Verhältnisse für die maßgebende Scheibe sind tabellarisch dargestellt.

2 Scheiben pro Richtung

Maßgebende Scheibe: außen Mitte

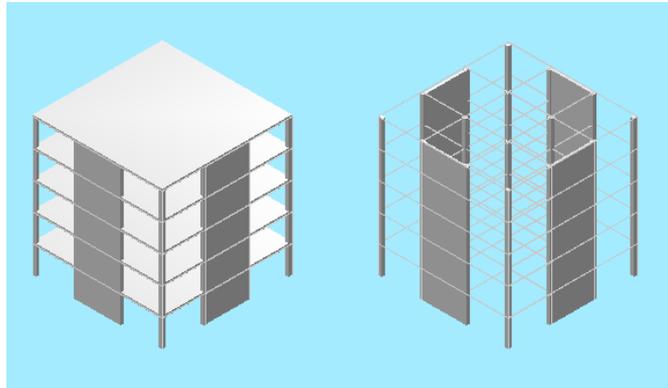


Abb.A1.1

V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG

Horizontalbeschleunigung

		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g
Geschosse	2	1,7	0,8	0,6	0,4
	3	2,4	1,2	0,8	0,6
	4	3,0	1,5	1,0	0,7
	5	3,5	1,7	1,2	0,9
	6	3,9	2,0	1,3	1,0

Abb.A.1.2

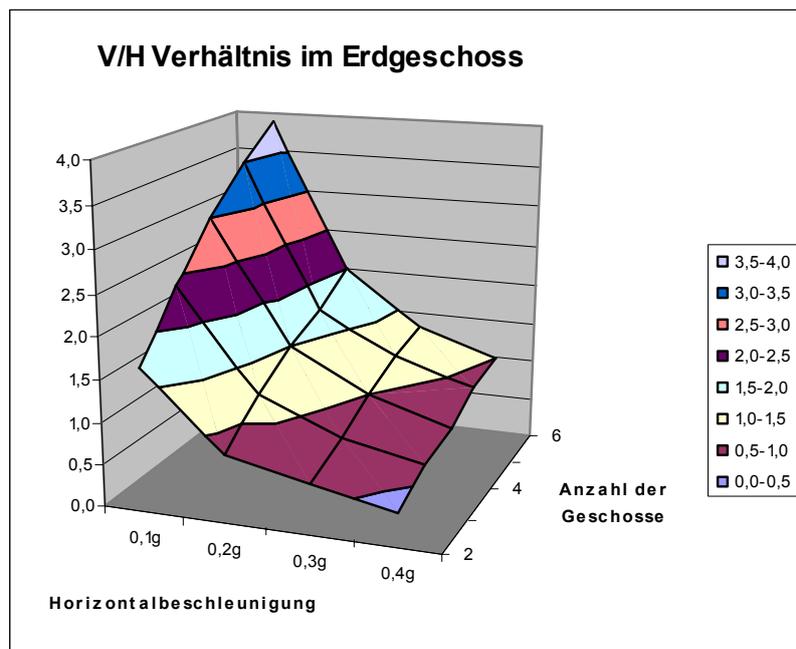


Abb.A1.3

2 Scheiben pro Richtung

Maßgebende Scheibe: innen Mitte

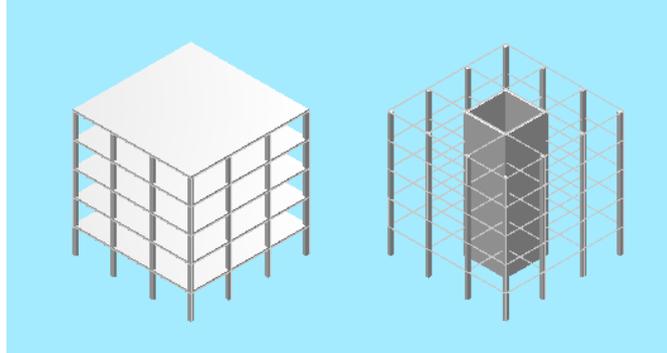


Abb.A1.4

V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG

Horizontalbeschleunigung

		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g
Geschosse	2	3,3	1,7	1,1	0,8
	3	4,8	2,4	1,6	1,2
	4	5,9	3,0	2,0	1,5
	5	7,0	3,5	2,3	1,7
	6	7,9	3,9	2,6	2,0

Abb.A1.5

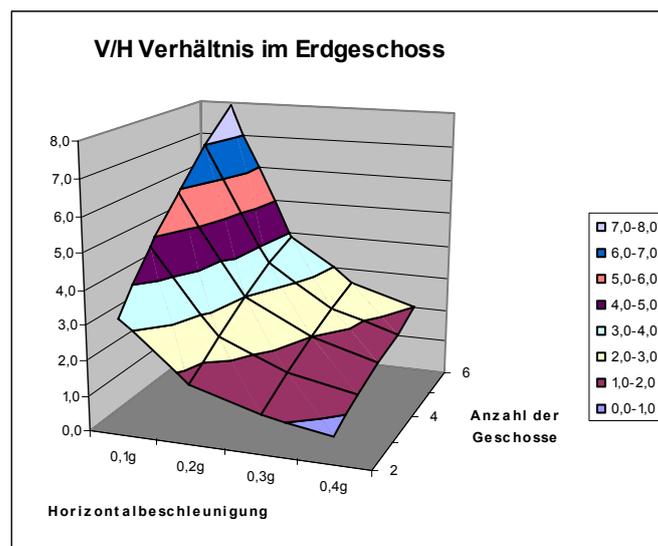


Abb.A1.6

3 Scheiben pro Richtung

Maßgebende Scheibe: innen Mitte

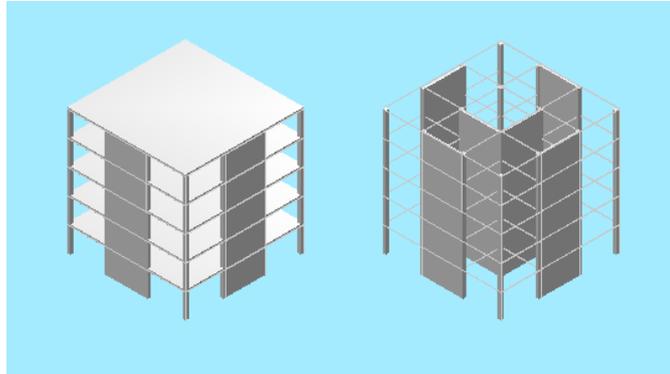


Abb.A1.7

V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG

Horizontalbeschleunigung

		Horizontalbeschleunigung			
		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g
Geschosse	2	5,0	2,5	1,7	1,3
	3	7,1	3,6	2,4	1,8
	4	8,9	4,5	3,0	2,2
	5	10,4	5,2	3,5	2,6
	6	11,8	5,9	3,9	2,9

Abb.A1.8

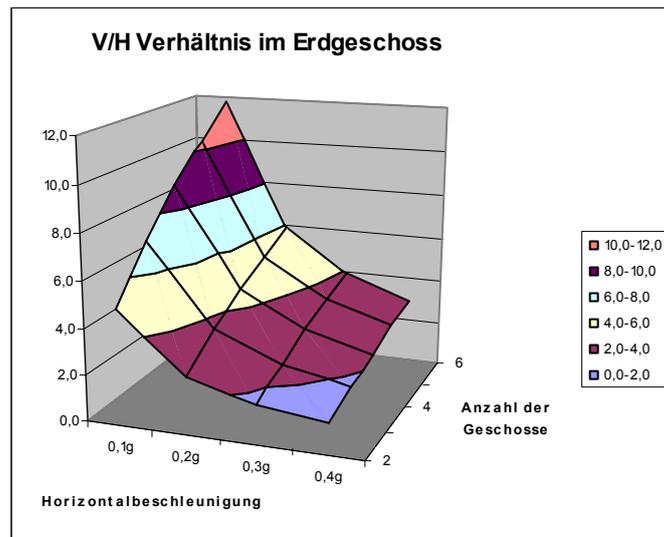


Abb.A1.9

4 Scheiben pro Richtung

Maßgebende Scheibe: außen Rand

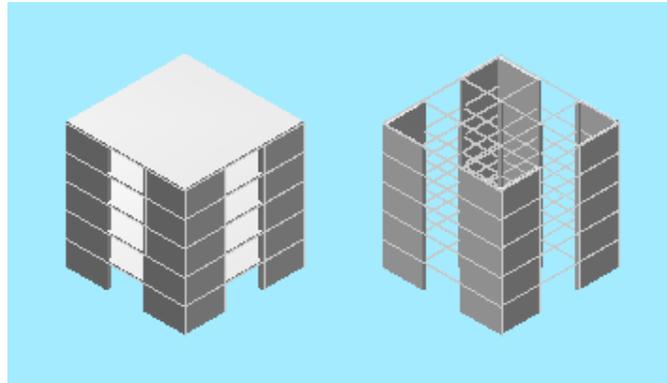


Abb.A1.10

V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG

		Horizontalbeschleunigung			
		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g
Geschosse	2	2,5	1,3	0,8	0,6
	3	3,6	1,8	1,2	0,9
	4	4,5	2,2	1,5	1,1
	5	5,2	2,6	1,7	1,3
	6	5,9	2,9	2,0	1,5

Abb.A1.11

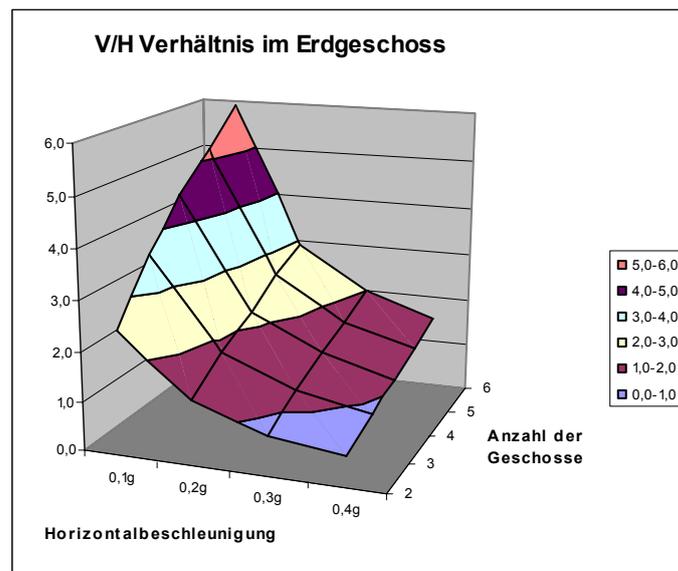


Abb.A1.12

5 Scheiben pro Richtung

Maßgebende Scheibe: innen Mitte

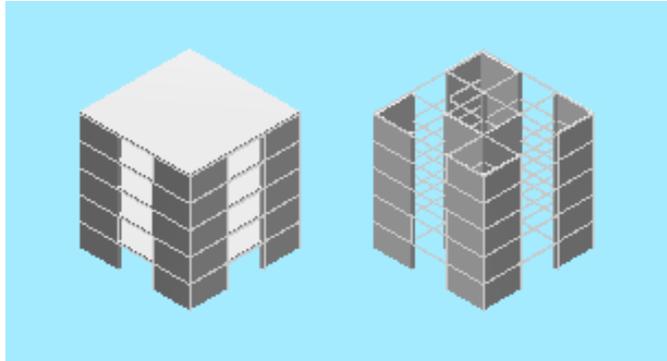


Abb.A1.13

V/H-Verhältnisse für maßgebende Scheibe im EG

Horizontalbeschleunigung

		0,1g	0,2g	0,3g	0,4g
Geschosse	2	8,3	4,2	2,8	2,1
	3	11,9	5,9	4,0	3,0
	4	14,8	7,4	4,9	3,7
	5	17,4	8,7	5,8	4,3
	6	19,7	9,8	6,6	4,9

Abb.A1.14

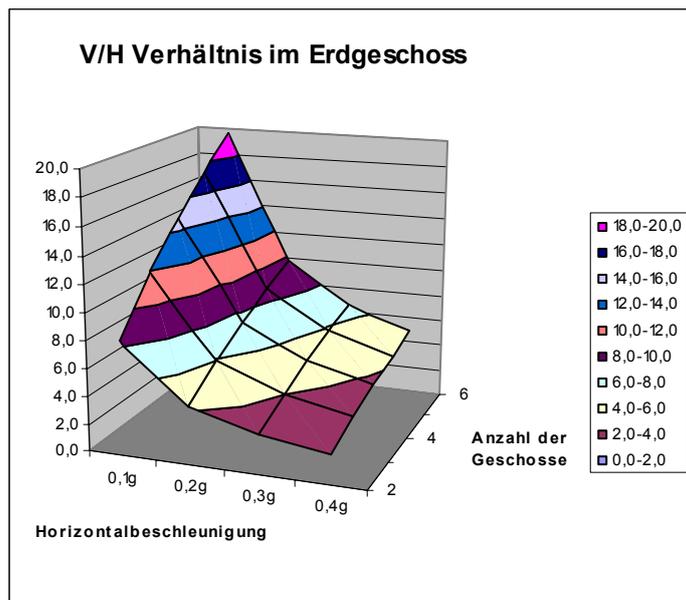


Abb.A1.15

6 Scheiben pro Richtung

Maßgebende Scheibe: innen Rand

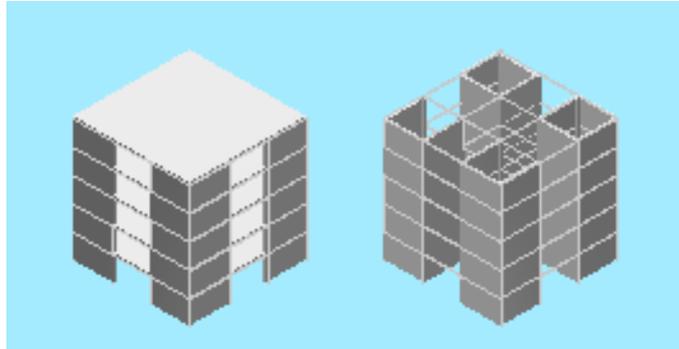


Abb.A1.16

VHVerhältnisse für maßgebende Scheibe im EG

Horizontalbeschleunigung

	0,1g	0,2g	0,3g	0,4g
Geschosse				
2	7,5	3,8	2,5	1,9
3	10,7	5,4	3,6	2,7
4	13,4	6,7	4,5	3,3
5	15,6	7,8	5,2	3,9
6	17,7	8,8	5,9	4,4

Abb.A1.17

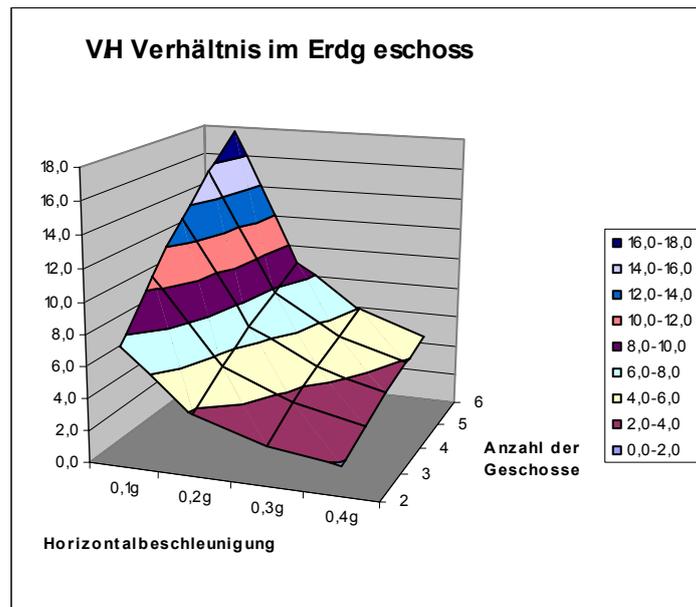


Abb.A1.18

Übersicht Formelzeichen Mauerwerksbau nach DIN und EC

Materialgrößen	DIN 1053-1	DIN1053-100	EC6
Druckfestigkeit Mauerwerk	β_R (Rechenwert)	f_k (charakt. Wert)	f_k (charakt. Wert)
Druckfestigkeit Stein	β_{NST} (Nennwert)	f_{bk} (charakt. Wert)	f_{bk} (charakt. Wert)
Haftscherfestigkeit	β_{RHS} (Rechenwert)	f_{vk0} (abgem. Wert)	f_{vk0} (charakt. Wert)
Zugfestigkeit Stein	β_{RZ} (Rechenwert)	f_{bz} (Bemessungswert)	f_{bz} (Bemessungswert)
Beanspruchung	DIN 1053-1	DIN1053-100	EC6
vorh. Druckspannung bzw. -kraft	vorh. σ_R bzw. σ_m	N_{Ed}	N_{Ed}
vorh. Zugspannung	vorh. σ_Z	vorh. f_{x2}	vorh. f_{xk1} bzw. f_{xk2}
vorh. Schubspannung	vorh. τ	vorh. f_{vk}	vorh. f_{vk}
Beanspruchbarkeit	DIN 1053-1	DIN1053-100	EC6
zul. Druckspannung bzw. -kraft	zul. σ_R bzw. σ_m	N_{Rd}	N_{Rd}
zul. Zugspannung	zul. σ_Z	zul. f_{x2}	zul. f_{xk1} bzw. f_{xk2}
zul. Schubspannung	zul. τ	zul. f_{vk}	zul. f_{vk}

ANHANG A2 (zu Abschnitt 2.5)
Nachweise Mauerwerksbau

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung in Wandebene (Scheibe)

NACHWEISE

Tragwirkung und Versagensarten

Druckfestigkeit

(zentrisch.+ exzentrisch, inkl. Knicken)

bei Beanspruchung durch vertikale Längskräfte und/oder Biegemomente

unter Ausschluss von Zugspannungen

Nachweis am Kopf/Fuß (planmäßige Ausmitte) und Wandmitte (=Knicken: planmäßige+ungewollte Ausmitte+Kriechausmitte)

Zugfestigkeit

bei Beanspruchung durch horizontale Längskräfte mit Ausmitte

nur ansetzbar parallel zur Lagerfuge in Wandrichtung (außer EC6)

Schubfestigkeit

bei Beanspruchung durch horizont. Lasten (Scheibenschub)

kann entfallen, wenn Bauwerk ausreichend räumlich ausgesteift ist (Nachweis)

Teilflächenpressung

bei Beanspruchung durch konzentrierte Einzellasten

Randdehnung

bei Beanspruchung durch Windmomente und nur bei klaff. Fuge erford. (auf Zugseite)

Bei dünnen Wänden

bei Nichteinhaltung geometr. Grenzwerte

kann entfallen bei Einhaltung einer Grenzschlankheit

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung in Wandebene (Scheibe)

DRUCKFESTIGKEIT

DIN 1053-1

(November 1996)

Lineare-Elastische Spannungsverteilung

$$\gamma \cdot \sigma_M \leq \beta_R \text{ bzw.}$$

$$\gamma \cdot \sigma_R \leq 1,33 \cdot \beta_R$$

$$\text{mit } \beta_R = 2,67 \cdot \sigma_0$$

Wandkopf/-fuß

σ_R mit planm. Ausmitte $e=M/N$
berechnen

Wandmitte (Knicken)

Zusatzausmitte
 $f=h_k^2 \cdot (1+m)/(1800 \cdot d)$
(=ungewollte Ausm. + Kriechen)
berücksichtigen

DIN 1053-100

(August 2006)

Starr-Plastischer Spannungsblock

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = 0,85 \cdot \Phi \cdot A \cdot f_k / \gamma_M$$

Wandkopf/-fuß

$$\Phi = \Phi_{o,u} \text{ (berücks. planm. Ausmitte)}$$

Wandmitte (Knicken)

$$\Phi = \Phi_m \text{ (berücks. zusätzlich} \\ \text{ungewollte Ausmitte +} \\ \text{Kriechausmitte)}$$

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

Starr-Plastischer Spannungsblock

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_k / \gamma_M$$

$$\text{mit } f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$$

Wandkopf/-fuß

$$\Phi = \Phi_i \text{ (berücks. planm. Ausmitte +} \\ \text{ungewollte Ausmitte)}$$

Wandmitte (Knicken)

$$\Phi = \Phi_m \text{ (berücks. zusätzlich} \\ \text{Kriechausmitte)}$$

Ermittlung Druckfestigkeit über Stein- und Mörtelfestigkeit
ohne Berücksichtigung von Hohlräumen oder Verbandsart

Ermittlung Druckfestigkeit über Potenzfunktion

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$$

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung in Wandebene (Scheibe)

ZUGFESTIGKEIT

DIN 1053-1

(November 1996)

Fugenversagen

$$\text{zul. } \sigma_z \leq 1/\gamma \cdot (\beta_{\text{RHS}} + \mu \cdot \sigma_D) \cdot \ddot{u}/h$$

Steinversagen

$$\text{zul. } \sigma_z \leq \beta_{\text{RZ}} / (2 \cdot \gamma) \leq 0,3 \text{ MN/m}^2$$

DIN 1053-100

(August 2006)

Fugenversagen

$$f_{x2} \leq (f_{\text{vk0}} + \mu \cdot \sigma_{\text{Dd}}) \cdot \ddot{u}/h$$

Steinversagen

$$f_{x2} \leq 0,5 \cdot f_{\text{bz}} \leq 0,75 \text{ N/mm}^2$$

nur für Zugspannungen parallel zur Lagerfuge,
Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge nicht
zulässig

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

Allgemein

$$M_{\text{Ed}} \leq M_{\text{Rd}} = f_{\text{xd}} \cdot Z$$

(f_{xd} Biegefestigkeit der entspr. Richtung,
Z elast. Widerstandsmoment)

Erhöhte Biegefestigkeit bei Vertikallast

$$f_{\text{xd1,app}} \leq f_{\text{xd1}} + \sigma_D \quad (\text{mit } \sigma_D \leq 0,2 \cdot f_d)$$

Zugspannungen parallel und
senkrecht zur Lagerfuge zulässig

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung in Wandebene (Scheibe)

SCHUBFESTIGKEIT

Nachweise
Mauerwerksbau

Anhang A2

DIN 1053-1

(November 1996)

Gleiten in der Lagerfuge

$$\gamma \cdot T \leq \beta_{RHS} + \mu \cdot \sigma_{Dm}$$

Steinversagen durch Querzug

$$\gamma \cdot T \leq 0,45 \cdot \beta_{RZ} \cdot (1 + \sigma_{Dm} / \beta_{RZ})^{0,5}$$

DIN 1053-100

(August 2006)

Gleiten in der Lagerfuge

$$f_{vk} \leq f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd} \quad (\mu \text{ abgem. Reibungsbeiwert})$$

Steinversagen durch Querzug

$$f_{vk} \leq 0,45 \cdot f_{bz} \cdot (1 + \sigma_{Dd} / f_{bz})^{0,5}$$

nach Theorie *Mann/Müller*

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

Allgemein

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

$$f_{vd} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b \text{ bzw. } f_{vit}$$

keine exakte Theorie

(teilweise aus englischer Bemessungspraxis)

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung in Wandebene (Scheibe)

TEILFLÄCHENPRESSUNG

DIN 1053-1

(November 1996)

DIN 1053-100

(August 2006)

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

Voraussetzung: $A_1 \leq 2 \cdot d^2$ und $e \leq d/6$

$$\sigma_1 = \beta_R / \gamma \cdot (1 + 0,1 \cdot a_1 / l_1) \leq 1,5 \cdot \beta_R / \gamma$$

Voraussetzung: $A_1 \leq 2 \cdot d^2$ und $e \leq d/6$

$$\sigma_{1d} = 0,85 \cdot (1 + 0,1 \cdot a_1 / l_1) \cdot f_k / \gamma_M \leq 1,5 \cdot \beta_R / \gamma$$

Allgemein

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

$$\beta = (1 + 0,3 \cdot a_1 / h_c) \cdot (1,5 - 1,1 \cdot A_b / A_{ef})$$

$$\beta \leq 1,25 + a_1 / 2h_c \quad \text{bzw.}$$

$$\beta \leq 1,5$$

konservative Vergrößerungsfaktoren nach *Kirtschig/Kasten*

Höhere Vergrößerungsfaktoren

(für Steine mit Lochanteil $\leq 25\%$)

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung in Wandebene (Scheibe)

RANDDEHNUNG

bei Windbeanspruchung auf Seite der Klaffung

Nachweise
Mauerwerksbau

DIN 1053-1

(November 1996)

$$\varepsilon_R \leq 10^{-4}$$

$$E = 3000 \cdot \sigma_0$$

DIN 1053-100

(August 2006)

Nachweis mit charakt. Lasten

$$\varepsilon_{Rk} \leq 10^{-4}$$

$$E = 1000 \cdot f_k$$

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

$$\varepsilon_{Rk} \leq 10^{-4}$$

$$E = K_E \cdot f_k = 1000 \cdot f_k$$

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung in Wandebene (Scheibe)

D Ü N N E W Ä N D E

Nachweise
Mauerwerksbau

256

DIN 1053-1

(November 1996)

bei zweiseitig gehaltenen Wänden,
wenn $d < 17\text{cm}$, $h_k/d > 12$, $b < 2,0\text{m}$

Einzellast $0,5\text{kN}$ in halber
Wandhöhe ansetzen

DIN 1053-100

(August 2006)

bei zweiseitig gehaltenen Wänden,
wenn $d < 17\text{cm}$, $h_k/d > 12$, $b < 2,0\text{m}$

Einzellast $A_d = 0,5\text{kN}$ als außergew.
Einwirkung in halber Wandhöhe
ansetzen

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung senkrecht zur Wandebene (Platte)

NACHWEISE

Tragwirkung und Versagensarten

<u>Zugfestigkeit</u>	<u>Schubfestigkeit</u>	<u>Teilflächenpressung</u>	<u>Bei dünnen Wänden</u>
bei Beanspruchung durch Plattenbiegemomente	bei Beanspruchung durch horizont. Lasten (Plattenschub)	bei Beanspruchung durch konzentrierte Einzellasten	bei Nichteinhaltung geometr. Grenzwerte
nur ansetzbar parallel zur Lagerfuge in Wandrichtung (außer EC6)			kann entfallen bei Einhaltung einer Grenzschlankheit
Biegemomente um Wandachslängsrichtung (bzw. Lagerfugen) schon beim Druckfestigkeitsnachweis für Scheibe berücksichtigt			

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung senkrecht zur Wandebene (Platte)

ZUGFESTIGKEIT

DIN 1053-1

(November 1996)

nur für Zugspannungen parallel zur Lagerfuge
Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge nicht zulässig

Fugenversagen

$$\text{zul. } \sigma_z \leq 1/\gamma \cdot (\beta_{\text{RHS}} + \mu \cdot \sigma_D) \cdot \ddot{u}/h$$

Steinversagen

$$\text{zul. } \sigma_z \leq \beta_{\text{RZ}} / (2 \cdot \gamma) \leq 0,3 \text{ MN/m}^2$$

DIN 1053-100

(August 2006)

nur für Zugspannungen parallel zur Lagerfuge
Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge nicht zulässig

Fugenversagen

$$f_{x2} \leq (f_{\text{vk0}} + \mu \cdot \sigma_{\text{Dd}}) \cdot \ddot{u}/h$$

Steinversagen

$$f_{x2} \leq 0,5 \cdot f_{\text{bz}} \leq 0,75 \text{ N/mm}^2$$

nur für Zugspannungen parallel zur Lagerfuge,
Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge nicht
zulässig

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

Allgemein

$$M_{\text{Ed}} \leq M_{\text{Rd}} = f_{\text{xd}} \cdot Z$$

(f_{xd} Biegefestigkeit der entspr. Richtung)

Erhöhte Biegefestigkeit bei Vertikallast

$$f_{\text{xd1,app}} \leq f_{\text{xd1}} + \sigma_D \quad (\text{mit } \sigma_D \leq 0,2 \cdot f_d)$$

Zugspannungen parallel und
senkrecht zur Lagerfuge zulässig

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung senkrecht zur Wandebene (Platte)

SCHUBFESTIGKEIT

DIN 1053-1

(November 1996)

$$\gamma \cdot T \leq \beta_{RHS} + \mu \cdot \sigma_D$$

mit $\mu=0,6$

DIN 1053-100

(August 2006)

$$f_{vk} \leq f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd}$$

mit $\mu=0,6$

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

Allgemein

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

$$f_{vd} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b \text{ bzw. } f_{vit}$$

nach Theorie *Mann/Müller*

keine exakte Theorie

(teilweise aus englischer Bemessungspraxis)

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung senkrecht zur Wandebene (Platte)

TEILFLÄCHENPRESSUNG

Nachweise
Mauerwerksbau

DIN 1053-1

(November 1996)

$$\sigma_1 \leq 0,5 \cdot \beta_R$$

DIN 1053-100

(August 2006)

$$\sigma_{1d} \leq 1,105 \cdot f_k / \gamma_M \quad (\text{Regelfall})$$

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

Beanspruchung einer Mauerwerkswand

Beanspruchung senkrecht zur Wandebene (Platte)

D Ü N N E W Ä N D E

Nachweise
Mauerwerksbau

DIN 1053-1

(November 1996)

bei zweiseitig gehaltenen Wänden,
wenn $d < 17\text{cm}$, $h_k/d > 12$, $b < 2,0\text{m}$

Einzellast $0,5\text{kN}$ in halber
Wandhöhe ansetzen

DIN 1053-100

(August 2006)

bei zweiseitig gehaltenen Wänden,
wenn $d < 17\text{cm}$, $h_k/d > 12$, $b < 2,0\text{m}$

Einzellast $A_d = 0,5\text{kN}$ als außergew.
Einwirkung in halber Wandhöhe
ansetzen

EN1996-1-1:2005 (EC 6)

(Januar 2006)

ANHANG A3 (zu Abschnitt 2.7)

Annahmen Modellgebäude

(Standort: Deutschland, Klammerwerte gelten für Standort Iran)

Geometrie:

- Stahlskelettbau
- Stützenraster: 5,0 m
- Grundriss: 15 m x 15 m
- symmetrische Aussteifung mit 4 Scheiben pro Richtung
- Aussteifungselemente: nur ausgefachte Rahmen
- Aussteifungselemente durchgehend über alle Geschosse
- Geschosszahl: 4 (1 bzw. 2)
- Geschosshöhe: 3,0 m
- Profiltyp Stahlrahmen: HEA
- waagerechter Rahmenriegel, senkrechter Rahmenstiel
- I-Querschnitte ohne Verstärkung
- Ausführung der Rahmenecken mit Stumpfnähten der Stahlprofile (Bauteilwiderstand maßgebend bei Stumpfnähten)
- Dicke der Ausfachung: 24 cm (24 cm bzw. 30 cm)
- Ermittlung Ersatzstabdicke nach Verfahren Dawe/Seah

Material

- Rahmen: - Stahl S235 (keine Duktilität, $q = 1,0$)
- Mauerwerk: - Steinfestigkeitsklasse 8 (12)
- Mörtelgruppe IIa (III bzw. IIIa)
- Hochlochziegel (Vollziegel)
- Querdehnzahl $\mu = 0,30$
- Reibungsbeiwert Fuge $\mu = 0,40$
- Stoßfugen vermörtelt
- Ansatz von Kohäsion in Stoßfugen
- mit/ohne Ansatz Normalspannungen in den Stoßfugen

Vertikale Lasten

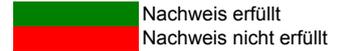
- Gesamtvolumenlast: 4 kN/m³
- Gesamtlinienlast Riegel 25 kN/m³

Horizontale Lasten (Ersatzkraftverfahren)

- nach Erdbebennorm DIN 4149 (04.05)
- Untergrundverhältnisse B-T ($S=1,0$, $T_B=0,1$, $T_C=0,30$, $T_D=2,0$)
- Wohngebäude (Bedeutungsbeiwert II)
- Bodenbeschleunigung Deutschland: 0,10g (Iran: 0,30g)
- Verhaltensbeiwert $q_a = 2,0$ (DIN 4149, S.67)
- Eigenschwingdauer Gebäude: $T_B \leq T \leq T_C$

NACHWEISFÜHRUNG IM ERDGESCHOSS

NACHWEIS AUSFACHUNG



Variation Geschosshzahl / Dicke der Ausfachung

Exemplarischer Rechengang siehe Anhang A6

	DEUTSCHLAND				IRAN			
	0,10g	0,10g	0,10g	0,10g	0,30g	0,30g	0,30g	0,30g
Bodenbeschleunigung:								
Ausfachungen/Scheiben je Richtung:	1	2	3	4	5	1	2	3
Dicke Ersatzstab Dawa/Seah [cm]:	53	53	53	53	53	47	47	47
Längskraft Ersatzstab [kN]:	-59	-119	-178	-238	-300	-177	-357	-534
Rahmenprofil:	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240
Dicke der Ausfachung [cm]:	24	24	24	24	24	24	24	24
Steinfestigkeitsklasse:	8	8	8	8	12	12	12	12
Mörtelgruppe:	IIa	IIa	IIa	IIa	IIa	IIa	IIa	IIa
Ziegelart:	Hochloch	Hochloch	Hochloch	Hochloch	Voll	Voll	Voll	Voll

Schubnachweis EG Wandmitte BD1:
 Schubnachweis EG Wandmitte BD2:
 Schubnachweis EG Wandecke BD1:
 Schubnachweis EG Wandecke BD2:

	DEUTSCHLAND				IRAN			
	0,10g	0,10g	0,10g	0,10g	0,30g	0,30g	0,30g	0,30g
Bodenbeschleunigung:								
Ausfachungen/Scheiben je Richtung:	3	3	3	3	1	1	1	2
Dicke Ersatzstab Dawa/Seah [cm]:	51	53	56	59	47	50	53	47
Längskraft Ersatzstab [kN]:	-177	-178	-179	-179	-180	-180	-180	-360
Rahmenprofil:	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240
Dicke der Ausfachung [cm]:	20	24	30	36,5	24	30	36,5	36,5
Steinfestigkeitsklasse:	8	8	8	8	12	12	12	12
Mörtelgruppe:	IIa	IIa	IIa	IIa	IIa	IIa	IIa	IIa
Ziegelart:	Hochloch	Hochloch	Hochloch	Hochloch	Voll	Voll	Voll	Voll

Schubnachweis EG Wandmitte BD1:
 Schubnachweis EG Wandmitte BD2:
 Schubnachweis EG Wandecke BD1:
 Schubnachweis EG Wandecke BD2:

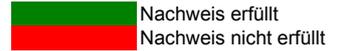


BD1 = Bruchbedingungen nach Mann/Müller (kein Ansatz von Normalspannungen in vermörtelten Stoßfugen)
 BD2 = Erw. Bruchbedingungen nach Mann (mit Ansatz von Normalspannungen in vermörtelten Stoßfugen)

Abb.A3.1 - Nachweis Ausfachung, Variation Geschosshzahl / Dicke der Ausfachung

NACHWEIS AUSFACHUNG

Variation Steinfestigkeitsklasse und Mörtelgruppe



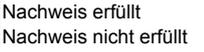
Steinfestigkeitsklasse DEUTSCHLAND	IRAN			IRAN		
	0,10g	0,10g	0,10g	0,30g	0,30g	0,30g
Bodenbeschleunigung: Geschosszahl	3	3	3	1	2	2
Ausfachungen/Scheiben je Richtung:	4	4	4	4	4	4
Dicke Ersatzstab Dawe/Seah [cm]:	56	53	49	47	54	50
Längskraft Ersatzstab [kN]:	-178	-178	-179	-180	-360	-360
Rahmenprofil:	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240
Dicke der Ausfachung [cm]:	24	24	24	24	30	30
Steinfestigkeitsklasse:	6	8	12	20	12	20
Mörtelgruppe:	Ila	Ila	Ila	Ila	Ila	Ila
Ziegelart:	Hochloch	Hochloch	Hochloch	Voll	Voll	Voll
Schubnachweis EG Wandmitte BD1:	knapp					
Schubnachweis EG Wandmitte BD2:	knapp					
Schubnachweis EG Wandecke BD1:	knapp					
Schubnachweis EG Wandecke BD2:	knapp					

Mörtelgruppe DEUTSCHLAND	IRAN			IRAN		
0,10g	0,10g	0,10g	0,30g	0,30g	0,30g	
Bodenbeschleunigung: Geschosszahl	3	3	3	1	2	2
Ausfachungen/Scheiben je Richtung:	4	4	4	4	4	4
Dicke Ersatzstab Dawe/Seah [cm]:	56	53	51	48	52	51
Längskraft Ersatzstab [kN]:	-178	-178	-179	-179	-360	-360
Rahmenprofil:	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240	HEA240
Dicke der Ausfachung [cm]:	24	24	24	24	30	30
Steinfestigkeitsklasse:	8	8	8	12	12	12
Mörtelgruppe:	II	Ila	III	Ila	III	III
Ziegelart:	Hochloch	Hochloch	Hochloch	Voll	Voll	Voll
Schubnachweis EG Wandmitte BD1:	knapp					
Schubnachweis EG Wandmitte BD2:	knapp					
Schubnachweis EG Wandecke BD1:	knapp					
Schubnachweis EG Wandecke BD2:	knapp					

BD1 = Bruchbedingungen nach Mann/Müller (kein Ansatz von Normalspannungen in vermörtelten Stoßfugen)
 BD2 = Erw. Bruchbedingungen nach Mann (mit Ansatz von Normalspannungen in vermörtelten Stoßfugen)

Abb.A3.2 - Nachweis Ausfachung, Variation Steinfestigkeitsklasse / Mörtelgruppe

Mindestprofilgrößen für Rahmenriegel und -stiele

 Nachweis erfüllt
 Nachweis nicht erfüllt

RMEN

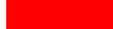
DE-UT-SEA-ID		IRA-N	
00	00	0	0
3	3	1	2
4	4	4	4
-18	-18	-18	-359
variabel	variabel	variabel	variabel
24	30	30	30
12	12	12	12
b	b	b	b
Hochloch	Hochloch	Voll	Voll

DE-UT-SEA-ID		IRA-N	
00	00	0	0
3	3	1	2
4	4	4	4
-120	-240	-120	-240
variabel	variabel	variabel	variabel
30	30	30	30
12	12	12	12
b	b	b	b
Voll	Voll	Voll	Voll

DE-UT-SEA-ID		IRA-N	
00	00	0	0
3	3	3	3
4	4	4	4
-18	-18	-18	-18
variabel	variabel	variabel	variabel
24	24	24	24
12	8	8	8
b	b	b	b
Hochloch	Hochloch	Hochloch	Hochloch

	knapp	HEA200	HEA300
	knapp	HEA220	HEA320
	knapp	HEA220	HEA340

	HEA16	HEA240
	HEA18	HEA26
	HEA18	HEA28

	knapp	HEA200	HEA200
	knapp	HEA220	HEA220
	knapp	HEA220	HEA220

HEA-Profil

Mindestgröße Riegel (normal):	HEA200	HEA200	HEA200	HEA200
Mindestgr. Riegel (+20%erfest.):	HEA220	HEA220	HEA220	HEA220
Mindestgr. Riegel (+40%erfest.):	HEA220	HEA220	HEA220	HEA220
Mindestgröße Stiel (normal):	HEA18	HEA16	HEA16	HEA300
Mindestgr. Stiel (+20%erfest.):	HEA200	HEA200	HEA200	HEA320
Mindestgr. Stiel (+40%erfest.):	HEA200	HEA200	HEA200	HEA36

IPF-Profil

Mindestgröße Riegel (normal):	PE240	PE240	PE36
Mindestgr. Riegel (+20%erfest.):	PE270	PE270	PE400
Mindestgr. Riegel (+40%erfest.):	PE270	PE270	PE400
Mindestgröße Stiel (normal):	PE220	PE220	PE400
Mindestgr. Stiel (+20%erfest.):	PE240	PE240	PE400
Mindestgr. Stiel (+40%erfest.):	PE270	PE270	PE450

BD1 = Bruchbedingungen nach Mann/Müller (kein Ansatz von Normalspannungen in vermörtelten Stoßfugen)
 BD2 = Erw. Bruchbedingungen nach Mann (mit Ansatz von Normalspannungen in vermörtelten Stoßfugen)

Abb.A3.3 - Nachweis Rahmen, Mindestprofilgrößen für Rahmenriegel und -stiele

ANHANG A4 (zu Abschnitt 2.8)

Parameter Wohngebäude Iran

Geometrie: - Grundriss und Aussteifung: siehe Abbildung unten

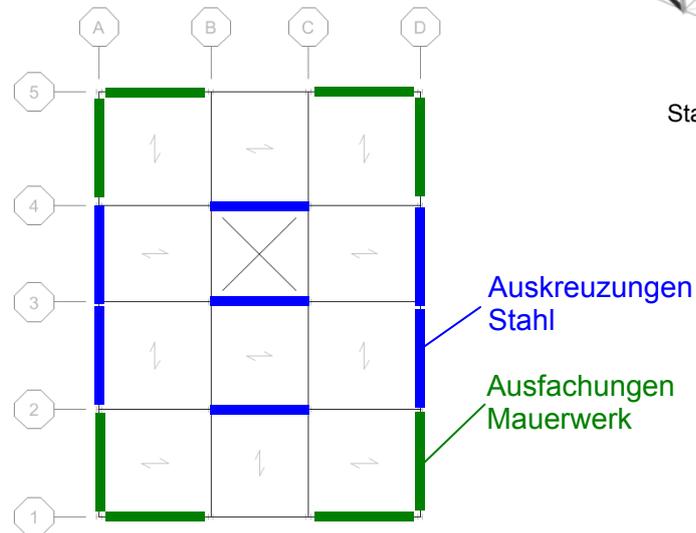


Abb.A4.1 - Schematischer Grundriss Wohngebäude Iran

- Geschosszahl: 5
- Geschosshöhe: 3,20 m
- Stützenraster: 5,10 m in beide Richtungen
- Profiltyp Stahlrahmen: HEA
- Profiltyp Verbände: U
- Ersatzstabdicke: 20 cm (= Dicke der Ausfachungen)
- Ersatzstabbreite: Ermittlung nach Verfahren Dawe/Seah

- Material:
- Rahmen: - Baustahl S235
 - Mauerwerk: - Steinfestigkeitsklasse 6
 - Mörtelgruppe IIa
 - Vollziegel
 - Querdehnzahl $\mu = 0,30$
 - Reibungsbeiwert Fuge $\mu = 0,40$
 - Stoßfugen vermörtelt
 - Ansatz von Kohäsion in Stoßfugen
 - Ansatz von Normalspannungen in den Stoßfugen

- Vertikale Lasten:
- Eigengewicht Geschossdecken: 3,7 kN/m²
 - Verkehrslast Geschossdecken: 2,0 kN/m²

- Erdbebenlast:
- nach Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Buildings (Ersatzkraftverfahren)
 - Boden: Soil type II
 - Wohngebäude (Bedeutungsbeiwert II)
 - Bodenbeschleunigung Iran: 0,35g (very high)
 - Building behaviour factor: 6 (concentric steel bracing)

Näherungsverfahren nach [EN95] zur Berücksichtigung des Einflusses von Mauerwerksausfachungen auf das Aussteifungssystem

Allgemeine Formeln:

$$T'_1 = (T_{1b} + T_{1i}) / 2$$

$$T_{1i} = T_{1b} / \left(1 + \frac{T_{1b}^2 \cdot A_W \cdot G \cdot g}{16 \cdot H_{tot} \cdot W} \right)^{1/2}$$

T'_1 = gemittelter Rechenwert der Eigenschwingdauern T_{1b} und T_{1i}

T_{1b} = Eigenschwingdauer Rahmentragwerk (ohne Ausfachungen)

T_{1i} = Eigenschwingdauer Rahmentragwerk mit (elastischen) Ausfachungen

A_W = mittlere QS-Fläche aller Ausfachungen eines Geschosses in betr. Richtung

G = Schubmodul der Ausfachungen

g = Erdbeschleunigung

H_{tot} = Höhe des Gebäudes

W_G = Eigengewicht Gebäude (inkl. 20% der Verkehrslasten)

Die Berechnung der Rahmenschnittgrößen infolge T'_1 erfolgt am Modell ohne Ausfachungen.

Berechnung von T'_1 für Wohngebäude (an):

$$T_{1b} = \underline{0,72 \text{ s}} \text{ (aus Nebenrechnung ETABS)}$$

$$A_W = 4 \text{ Ausfachungen pro Geschoss und Richtung} \cdot 5,10 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} = \underline{4,08 \text{ m}^2}$$

$$G = E / (2+2\mu) = 3500 \text{ MN/m}^2 / (2+2 \cdot 0,3) = \underline{1350 \text{ MN/m}^2}$$

$$g = \underline{9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$H_{tot} = 5 \cdot 3,2 \text{ m} = \underline{16 \text{ m}}$$

$$W_G = 5 \text{ kN/m}^3 \cdot 15,3 \text{ m} \cdot 20,4 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 5 \text{ Geschosse} = \underline{25000 \text{ kN}}$$

$$T_{1i} = 0,72 \text{ s} / \left(1 + \frac{0,72^2 \text{ s}^2 \cdot 4,08 \text{ m}^2 \cdot 1350000 \text{ kN/m}^2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2}{16 \cdot 16 \text{ m} \cdot 25000 \text{ kN}} \right)^{1/2} = 0,31 \text{ s}$$

$$T'_1 = (0,72 \text{ s} + 0,31 \text{ s}) / 2 = 0,52 \text{ s}$$

Anhang A5

Dokumentation der Programmcodes

A – Excelprogramm (VBA) zum Nachweis der Ausfachung und des ausgefachten Rahmens bei Beanspruchung in Wandlängsrichtung

A1 – Berechnung der Ersatzstabbreite

Berechnung der Ersatzstabbreite (für Modellierung der Horizontalsteifigkeit)

Mainstone
 Stafford Smith
 Wang

Erdgeschoss
 Obergeschoss

Pubal
 Dawe/Seah

Stahl
 N/mm²

Material Rahmen: 210000
 E-Modul Rahmen:

Rahmenbreite: 5,00 m
 Rahmenhöhe: 3,00 m

Rahmenriegel: HEA200 3690 cm^{*}

Rahmenstütze: HEA200 3690 cm^{*}

Mauerwerk: Mauerziegel

Steinfestigkeitsklasse: 12

Mörtelgruppe: IIIa

E-Modul Mauerwerk: 6660 MN/m²

Dicke Mauerwerk: 0,30 m

Dicke Ersatzstab: 0,42 m
 Dicke Ersatzstab: 1,39 m

Lastausbreitungswinkel der diagonalen Druckkraft in B0: α : 0,18
 Winkel zw. Horizontalen und Diagonalen θ : 0,54
 Winkel zw. Horizontalen und Diagonalen θ : 31,0 Grad
 Winkel zw. Senkrechten und Diagonalen φ : 1,03
 Winkel zw. Senkrechten und Diagonalen φ : 59,0 Grad
 Systemparameter λ_s : 2,09 [1/m]

Länge der Ausfachungsdiagonale l_d : 5,83 m
 äquivalente Dicke Rahmenriegel h_x : 0,36 m
 äquivalente Dicke Rahmenstütze h_y : 0,36 m
 Kontaktlänge Ecke vertikal k_x : 0,57 m
 Kontaktlänge Ecke horizontal k_y : 0,57 m
 Dicke Diagonale im Eckbereich b_{e1} : 0,78 m
 Dicke Diagonale in Mitte b_{e2} : 2,12 m
 Dicke Ersatzstab Pubal (im Durchschnitt) b_e : 1,14 m

Kontaktlänge Ecke vertikal $a_{2,a4}$: 0,75 m
 Kontaktlänge Ecke horizontal $a_{1,a3}$: 2,50 m
 Dicke Ersatzstab Stafford Smith (im Eckbereich) b_e : 1,93 m

Systemparameter Stütze λ_c : 6,60 [1/m]
 Systemparameter Riegel λ_g : 7,49 [1/m]
 Kontaktlänge Ecke vertikal $a_{2,a4}$: 0,32 m
 Kontaktlänge Ecke horizontal $a_{1,a3}$: 0,28 m
 Dicke Ersatzstab Dawe/Seah (im Eckbereich) b_e : 0,42 m
 Länge Ersatzstab in Ecke l_{e1y} : 0,24 m
 Länge Ersatzstab in Ecke l_{e1x} : 0,16 m
 Länge Ersatzstab in Ecke l_{e1} : 0,20 m
 Dicke Ersatzstab Wang b_e : 0,58 m

PUBLAL
 STAFFORD SMITH
 DAWE/SEAH
 WANG

Abb. A5.1 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm A1

Theoretischer Hintergrund

Berechnung der Ersatzstabbreiten nach den Verfahren nach Mainstone (S.27), Stafford Smith (S.31), Wang (S.32), Pubal (S.29) und Dawe/Seah (S.32) nach Abschn.2.2.3 „Ersatzstabmodelle“

Programmcode zu A1

```
Private Sub CmbBox1_Click()
If CmbBox1.ListIndex = 0 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D11") = 210000
    CmbBox6.Visible = False
    ComboBox1.Visible = True
    ComboBox2.Visible = True

Else
    CmbBox6.Visible = True
    CmbBox6.ListIndex = 0
    CmbBox6.ListIndex = 1
    ComboBox1.Visible = False
    ComboBox2.Visible = False
    Application.Worksheets(1).Range("f16").Value = ""
    Application.Worksheets(1).Range("f18").Value = ""
End If
End Sub
```

Auswahl Rahmenmaterial:
Baustahl oder Stahlbeton

```
End If
End Sub
```

```
Private Sub CmbBox6_Click()
If CmbBox6.ListIndex = 0 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D11") = Application.Worksheets(2).Range("C13")
ElseIf CmbBox6.ListIndex = 1 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D11") = Application.Worksheets(2).Range("C14")
ElseIf CmbBox6.ListIndex = 2 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D11") = Application.Worksheets(2).Range("C15")
ElseIf CmbBox6.ListIndex = 3 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D11") = Application.Worksheets(2).Range("C16")
ElseIf CmbBox6.ListIndex = 4 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D11") = Application.Worksheets(2).Range("C17")
ElseIf CmbBox6.ListIndex = 5 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D11") = Application.Worksheets(2).Range("C18")
End If
```

Auswahl der Betongüte für
Stahlbetonrahmen

```
End If
```

```
End Sub
```

Private Sub CmdButton1_Click()

```
Application.Worksheets(1).Range("D33") = ""
Application.Worksheets(1).Range("F32") = ""
Application.Worksheets(1).Range("F33") = ""
Application.Worksheets(1).Range("B33") = ""
Application.Worksheets(1).Range("E33") = ""
```

```
If OptionButton1 = True Then
```

```
Dim objWorksheet As Object
```

```
Dim sinBe As Single
```

```
Set objWorksheet = Application.Worksheets(1)
```

```
If objWorksheet.Range("j13") < 5 Then
```

```
sinBe = 0.175 * (2 * objWorksheet.Range("j16") * sin(objWorksheet.Range("j9"))) * (objWorksheet.Range("j13") * objWorksheet.Range("d14")) ^ (-0.4)
```

```
objWorksheet.Range("b36") = sinBe
```

```
Else
```

```
sinBe = 0.16 * (2 * objWorksheet.Range("j16") * sin(objWorksheet.Range("j9"))) * (objWorksheet.Range("j13") * objWorksheet.Range("d14")) ^ (-0.3)
```

```
objWorksheet.Range("b36") = sinBe
```

```
End If
```

```
MsgBox "Die Breite des Mainstone-Ersatzstabes beträgt " & objWorksheet.Range("d32") & " m", , " Breite Mainstone-Ersatzstab"
```

```
End If
```

Berechnung der
Ersatzstabbreite
nach Mainstone
(S.27)

```
If OptionButton3 = True Then
Dim objWorksheet1 As Object
Dim sinBe1 As Single
Set objWorksheet1 = Application.Worksheets(1)
sinBe1 = objWorksheet1.Range("j24")
```

Berechnung der
Ersatzstabbreite
nach Pubal
(S.29)

```
objWorksheet1.Range("b36") = sinBe1
MsgBox "Die Breite des Pubal-Ersatzstabes beträgt " & objWorksheet1.Range("d32") & " m", , " Breite Pubal-Ersatzstab"
End If
```

```
If OptionButton2 = True Then
Dim objWorksheet2 As Object
Dim sinBe2 As Single
Set objWorksheet2 = Application.Worksheets(1)
sinBe2 = objWorksheet2.Range("j28")
objWorksheet2.Range("b36") = sinBe2
MsgBox "Die Breite des Stafford Smith-Ersatzstabes beträgt " & objWorksheet2.Range("d32") & " m", , " Breite Stafford Smith-Ersatzstab"
End If
```

Berechnung der
Ersatzstabbreite
nach Smith
(S.31)

```
If OptionButton4 = True Then
Dim objWorksheet3 As Object
Dim sinBe3 As Single
Set objWorksheet3 = Application.Worksheets(1)
sinBe3 = objWorksheet3.Range("j34")
objWorksheet3.Range("b36") = sinBe3
Application.Worksheets(1).Range("B33") = "Dicke Ersatzstab:"
Application.Worksheets(1).Range("F32") = "(im Eckbereich)"
Application.Worksheets(1).Range("F33") = "(in Wandmitte)"
Application.Worksheets(1).Range("E33") = "m"
Application.Worksheets(1).Range("d33") = Application.Worksheets(1).Range("d32") + 2 * (0.5 * Application.Worksheets(1).Range("j16") -
Application.Worksheets(1).Range("j37")) * sin(Application.Worksheets(1).Range("j8"))
MsgBox "Die Breite des Dawe/Seah-Ersatzstabes beträgt in der Ecke " & objWorksheet3.Range("d32") & " m", , " Breite Dawe/Seah-
Ersatzstab"
End If
```

Berechnung der
Ersatzstabbreite
nach Dawe/Seah
(S.32)

```
If OptionButton7 = True Then
Dim objWorksheet4 As Object
Dim sinBe4 As Single
Set objWorksheet4 = Application.Worksheets(1)
sinBe4 = objWorksheet4.Range("j39")
objWorksheet4.Range("b36") = sinBe4
objWorksheet4.Range("d33") = objWorksheet4.Range("d32") / 0.1 * 0.25
'Application.Worksheets(1).Range("B33") = "Dicke Ersatzstab:"
'Application.Worksheets(1).Range("F32") = "(für Verformungen)"
'Application.Worksheets(1).Range("F33") = "(für Erdbebenlast)"
'Application.Worksheets(1).Range("E33") = "m"
MsgBox "Die Breite des Wang-Ersatzstabes beträgt " & objWorksheet4.Range("d32") & " m (Horizontalsteifigkeit).", , " Breite Wang-
Ersatzstab"
End If
```

Berechnung der
Ersatzstabbreite
nach Wang
(S.32)

End Sub

```
Private Sub CmdButton2_Click()
Application.Worksheets(1).Range("I15").Value = ""
Application.Worksheets(1).Range("d11").Value = "210000"
Application.Worksheets(1).Range("d26").Value = ""
Application.Worksheets(1).Range("g32").Value = ""
Application.Worksheets(1).Range("f16").Value = ""
Application.Worksheets(1).Range("f18").Value = ""
CmbBox6.Visible = False
CmbBox1.ListIndex = 0
ComboBox3.ListIndex = 0
ComboBox4.ListIndex = 2
ComboBox5.ListIndex = 0
ComboBox5.ListIndex = 1
ComboBox1.Visible = True
ComboBox2.Visible = True
```

Löschen der Ergebnisse

End Sub

```
Private Sub ComboBox1_DropButtonClick()
Application.Worksheets(2).Range("G1") = ComboBox1.Value
Application.Worksheets(1).Range("F16") = Application.Worksheets(2).Range("H1")
```

End Sub

```
Private Sub ComboBox2_DropButtonClick()
Application.Worksheets(2).Range("G2") = ComboBox2.Value
Application.Worksheets(1).Range("F18") = Application.Worksheets(2).Range("H2")
```

End Sub

```
Private Sub ComboBox3_Change()
```

Eintragung der
Trägheitsmomente der
gewählten Stahlprofile

```

If ComboBox3.ListIndex = 0 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 1 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3000
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 2 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 2500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 3 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 7500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 4 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 5000
Else
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3500
End If

```

End Sub

Private Sub ComboBox4_Change()

```
Application.Worksheets(2).Range("L1") = ComboBox4.Value
```

```

If ComboBox3.ListIndex = 0 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 1 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3000
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 2 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 2500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 3 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 7500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 4 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 5000
Else
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3500
End If

```

End Sub

Private Sub ComboBox5_Change()

```
Application.Worksheets(2).Range("L2") = ComboBox5.Value
```

```

If ComboBox3.ListIndex = 0 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 1 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3000
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 2 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 2500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 3 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 7500
ElseIf ComboBox3.ListIndex = 4 Then
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 5000
Else
    Application.Worksheets(1).Range("D26") = Application.Worksheets(2).Range("I14") * 3500
End If

```

End Sub

Private Sub OptionButton1_Click()

End Sub

Private Sub OptionButton3_Click()

End Sub

Private Sub OptionButton4_Click()

End Sub

Private Sub OptionButton5_Click()

```

If OptionButton5 = True Then
    Application.Worksheets(1).Range("J8") = 0.21
Else
    Application.Worksheets(1).Range("J8") = 0.18
End If
End Sub

```

Private Sub OptionButton6_Click()

```

If OptionButton5 = True Then
    Application.Worksheets(1).Range("J8") = 0.21

```

Berechnung E-Modul
Mauerwerk aus SFK
und MG

Auswahl
Lastausbreitungs-
winkel der
diagonalen
Druckkraft

```
Else  
Application.Worksheets(1).Range("J8") = 0.18  
End If  
End Sub
```

Private Sub OptionButton7_Click()

```
End Sub
```

Private Sub Worksheet_Activate()

```
If OptionButton5 = True Then  
Application.Worksheets(1).Range("J8") = 0.21  
Else  
Application.Worksheets(1).Range("J8") = 0.18  
End If
```

```
End Sub
```

Private Sub Worksheet_SelectionChange(ByVal Target As Range)

```
End Sub
```

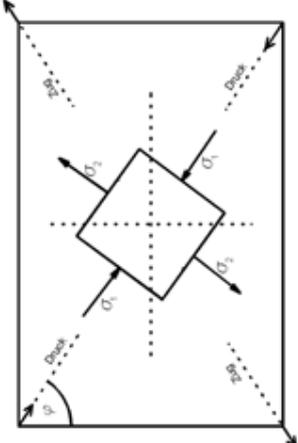
A2 – Berechnung der Hauptspannungen und Spannungstransformation

Berechnung Hauptspannungen und Spannungstransformation

<p>Normalkraft im Ersatzstab (als statischer Berechnung)</p>	<p>-120 kN (Druck/negativ)</p>	<p>kN (Bemessungswert nach DIN 4109) (Druck/negativ)</p>	<p>per Hand eingegebene Werte berechnete Werte</p>	<p>(in Ersatzstab nach Dawe/Seah) Ersatzstabbreite übernehmen Ersatzstabbreite übernehmen Dicke Mauerwerk d_s μ φ θ θ μ</p>	<p>nach Dawe/Seah (in nach Dawe/Seah (in Dicke Mauerwerk Querdehnzahl Mauerwerk (Wandmitte) Winkel zw. Senkrechten und Diagonalen Winkel zw. Horizontalen und Diagonalen Winkel zw. Horizontalen und Diagonalen Querdehnzahl Mauerwerk (Eckbereich, geschätzt)</p>
<p>Wandmitte Eckbereich</p>	<p>$\sigma_1 = -0,287$ $\sigma_2 = 0,086$</p> <p>$\sigma_1 = -0,952$ $\sigma_2 = -0,095$</p>	<p>N/mm² N/mm²</p> <p>N/mm² N/mm²</p>	<p>Wandmitte Eckbereich</p>	<p>$\sigma_2 = -0,013$ $\sigma_x = -0,189$ $\tau_{xz} = -0,165$</p> <p>$\sigma_2 = -0,322$ $\sigma_x = -0,725$ $\tau_{xz} = -0,378$</p>	<p>N/mm² N/mm² N/mm²</p> <p>N/mm² N/mm² N/mm²</p>

Hauptspannungen

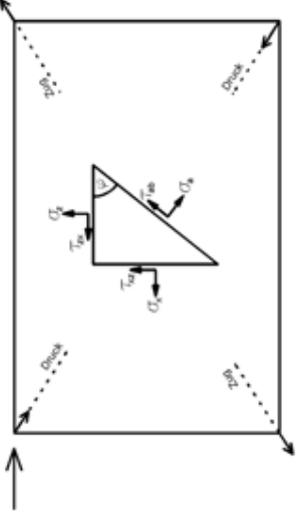
Ergebnisse löschen



Verlauf der Hauptspannungen im Mauerwerk

Transformierte Spannungen

Ergebnisse löschen



Umrechnung in zum Rahmen rechtwinklige Spannungen

Abb. A5.2 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm A2

Theoretischer Hintergrund

Übernahme der Ersatzstabbreite aus A1, Berechnung der Hauptnormalspannungen in Wandmitte und in den Eckbereichen der Ausfachung nach den Formeln auf S.69 und der transformierten Spannungen nach den Formeln auf S.70 im Abschn. 2.5.1 „Vereinfachte Ermittlung der vorhandenen Spannungen in den Ausfachungen“.

Programmcode zu A2

Private Sub CommandButton1_Click()

```
Dim objWorksheet31 As Object
Set objWorksheet31 = Application.Worksheets(3)
objWorksheet31.Range("d10") = objWorksheet31.Range("d6") * 1000 / objWorksheet31.Range("k6") / 1000 / objWorksheet31.Range("k7") / 1000
objWorksheet31.Range("d11") = objWorksheet31.Range("d10") * objWorksheet31.Range("k8") * (-1)
objWorksheet31.Range("d14") = objWorksheet31.Range("d6") * 1000 / objWorksheet31.Range("k5") / 1000 / objWorksheet31.Range("k7") / 1000
objWorksheet31.Range("d15") = objWorksheet31.Range("d14") * objWorksheet31.Range("k12")
End Sub
```

Berechnung der Hauptspannungen in Wandmitte und im Eckbereich nach Formeln auf S.69

Private Sub CommandButton2_Click()

```
Application.Worksheets(3).Range("d10") = ""
Application.Worksheets(3).Range("d11") = ""
Application.Worksheets(3).Range("d14") = ""
Application.Worksheets(3).Range("d15") = ""
End Sub
```

Private Sub CommandButton3_Click()

```
Dim objWorksheet32 As Object
Dim sinSummand1M As Single
Dim sinSummand2M As Single
Dim sinKosinusM As Single
Dim sinSinusM As Single
Set objWorksheet32 = Application.Worksheets(3)
sinSummand1M = (Application.Worksheets(3).Range("D11") + Application.Worksheets(3).Range("D10")) / 2
sinSummand2M = (Application.Worksheets(3).Range("D11") - Application.Worksheets(3).Range("D10")) / 2
sinKosinusM = Cos(2 * (Application.Worksheets(3).Range("k11")))
sinSinusM = sin(2 * (Application.Worksheets(3).Range("k11")))
objWorksheet32.Range("i10") = sinSummand1M + sinSummand2M * sinKosinusM
objWorksheet32.Range("i11") = sinSummand1M - sinSummand2M * sinKosinusM
objWorksheet32.Range("i12") = (-1) * sinSummand2M * sinSinusM
```

Berechnung der transformierten Spannungen in Wandmitte und im Eckbereich nach Formeln auf S.70

```
Dim sinSummand1E As Single
Dim sinSummand2E As Single
Dim sinKosinusE As Single
Dim sinSinusE As Single
```

```
sinSummand1E = (Application.Worksheets(3).Range("D15") + Application.Worksheets(3).Range("D14")) / 2
sinSummand2E = (Application.Worksheets(3).Range("D15") - Application.Worksheets(3).Range("D14")) / 2
sinKosinusE = Cos(2 * (Application.Worksheets(3).Range("k11")))
sinSinusE = sin(2 * (Application.Worksheets(3).Range("k11")))
objWorksheet32.Range("i14") = sinSummand1E + sinSummand2E * sinKosinusE
objWorksheet32.Range("i15") = sinSummand1E - sinSummand2E * sinKosinusE
objWorksheet32.Range("i16") = (-1) * sinSummand2E * sinSinusE
```

End Sub

Private Sub CommandButton4_Click()

```
Application.Worksheets(3).Range("i10:i12") = ""
Application.Worksheets(3).Range("i14:i16") = ""
```

End Sub

Private Sub CommandButton5_Click()

```
If Application.Worksheets(1).OptionButton4 = True Then
Application.Worksheets(3).Range("k5") = Application.Worksheets(1).Range("d32")
End If
End Sub
```

Private Sub CommandButton6_Click()

```
If Application.Worksheets(1).OptionButton4 = True Then
Application.Worksheets(3).Range("k6") = Application.Worksheets(1).Range("d33")
```

Übernahme der berechneten Ersatzstabbreiten aus Programm A1

```
End If  
End Sub
```

Private Sub Worksheet_Activate()

```
Application.Worksheets(3).Range("k5") = ""  
Application.Worksheets(3).Range("k6") = ""  
If Application.Worksheets(1).OptionButton4 = True Then  
Application.Worksheets(3).Range("k7") = Application.Worksheets(1).Range("d28")  
Application.Worksheets(3).Range("k9") = Application.Worksheets(1).Range("j12")  
Application.Worksheets(3).Range("k10") = 90 - Application.Worksheets(3).Range("k9")  
Application.Worksheets(3).Range("k11") = Application.Worksheets(3).Range("k10") * 3.14159265 / 180
```

```
Else  
End If
```

```
End Sub
```

A3 – Nachweis der Schubspannung

Nachweis der Schubspannung

(nach DIN 1053-100 Teil 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000)

Nachweisstelle

Wandmitte

Eckbereich

Bruchbedingungen

Bruchbedingungen (Mann/Müller)

Erweiterte Bruchbedingungen (Mann)

Steinart

Hohlblocksteine

Hochlochsteine

Vollsteine

Ansatz Kohäsion in Stoßfuge

0 %

50 %

100 %

Grenzscherubspannung τ_{krit}

Versagensart 1: 0,212 N/mm² (Gleiten in der Lagerfuge)

Versagensart 2: 0,176 N/mm² (Steinversagen durch Zug)

Versagensart 3: 4,961 N/mm² (Druckversagen Mauerwerk)

Spannungsnachweis

Ergebnisse löschen

per Hand eingetragene Werte

berechnete Werte

$f_{tk,0}$	c	0,42	MN/m ²	Kohäsion Lagerfuge (=1,6*2
	c_{ef}	0,28	MN/m ²	angesetzte Kohäsion Stoßfuge
	μ_{ef}	0,67	[-]	Reibungsbeiwert Lagerfuge
	μ_{ef}	0,67	[-]	Reibungsbeiwert Stoßfuge
	ν	1,0	[-]	Annahme, dass Stein genau
	β_z	0,48	N/mm ²	Steinzugfestigkeit (Norm wert
	$\beta_{0,MINVZ}$	6,0	N/mm ²	Mauerwerksdruckfestigkeit (
	σ_z	-0,013	N/mm ²	vorh. Normalspannung vertikal
	σ_x	-0,189	N/mm ²	vorh. Normalspannung horiz
	τ_{xz}	-0,165	N/mm ²	vorh. Schubspannung Lager

Näherbedarf: Steinversagen durch Zug

$\tau_{vorh} = 0,165 < 0,176 = \tau_{zul}$

Nachweis erfüllt

(Sicherheitsfaktor Materialseite nach DIN 4149 $\gamma_{M1,2}$)

Abb. A5.3 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm A3

Theoretischer Hintergrund

Übernahme der transformierten (vorhandenen) Spannungen aus A2, Ermittlung der Grenzs Schubspannungen nach Bruchbedingungen Mann/Müller auf Seite 76ff oder nach erweiterten Bruchbedingungen nach Mann auf Seite 80f im Abschn.2.5.2 „Ermittlung der zulässigen Spannungen in den Ausfachungen – Schubtragmodelle“, Führung des Schubspannungsnachweises

Programmcode zu A3

Private Sub CommandButton1_Click()

```
'Berechnung der drei Grenzs Schubspannungen (normale bzw. erweiterte Bruchbedingungen)
Dim sinabminfaktor As Single
Dim objWorksheet41 As Object
Set objWorksheet41 = Application.Worksheets(4)
sinabminfaktor = 1 / (1 + objWorksheet41.Range("N12") * objWorksheet41.Range("N14"))
```

```
If Application.Worksheets(4).OptionButton1 = True Then
```

Bruchbedingungen nach Mann/Müller

```
'Grenzs Schubspannung 1
objWorksheet41.Range("C16") = sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N10") - (objWorksheet41.Range("N12") *
objWorksheet41.Range("N17"))) / 1.2
'Grenzs Schubspannung 2
objWorksheet41.Range("C17") = (objWorksheet41.Range("N15") / 2.3 * (1 - objWorksheet41.Range("N17")) /
objWorksheet41.Range("N15")) ^ 0.5) / 1.2
'Grenzs Schubspannung 3
objWorksheet41.Range("C18") = (objWorksheet41.Range("N16") + objWorksheet41.Range("N17")) * objWorksheet41.Range("N14") / 1.2
```

```
Else
```

Erweiterte Bruchbedingungen nach Mann

```
'Grenzs Schubspannung 1
objWorksheet41.Range("C16") = (sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N10") - (objWorksheet41.Range("N12") *
objWorksheet41.Range("N17"))) + sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N12") * objWorksheet41.Range("N14") *
(objWorksheet41.Range("N11") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18")))) / 1.2
'Grenzs Schubspannung 2
objWorksheet41.Range("C17") = (0.5 * (objWorksheet41.Range("N11") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18"))
+ 1 / 2.3 * objWorksheet41.Range("N15") * (1 - (objWorksheet41.Range("N17") + objWorksheet41.Range("N18")) /
objWorksheet41.Range("N15") + (objWorksheet41.Range("N17") * objWorksheet41.Range("N18")) / (objWorksheet41.Range("N15")) ^ 2)
^ 0.5) / 1.2
'Grenzs Schubspannung 3
objWorksheet41.Range("C18") = (objWorksheet41.Range("N11") + objWorksheet41.Range("N16")) / objWorksheet41.Range("N14") +
objWorksheet41.Range("N17") * (1 / objWorksheet41.Range("N14") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18")) /
objWorksheet41.Range("N17")) / 1.2
```

```
End If
```

```
'Maßgebende Versagensart und minimale Grenzs Schubspannung ausgeben
```

```
If objWorksheet41.Range("C16") < objWorksheet41.Range("C17") And objWorksheet41.Range("C16") < objWorksheet41.Range("C18")
```

```
Then
```

```
objWorksheet41.Range("H22") = "Gleiten in der Lagerfuge"
objWorksheet41.Range("J25") = objWorksheet41.Range("C16")
objWorksheet41.Image1.Visible = True
ElseIf objWorksheet41.Range("C17") < objWorksheet41.Range("C16") And objWorksheet41.Range("C17") <
objWorksheet41.Range("C18") Then
objWorksheet41.Range("H22") = "Steinversagen durch Zug"
objWorksheet41.Range("J25") = objWorksheet41.Range("C17")
objWorksheet41.Image2.Visible = True
ElseIf objWorksheet41.Range("C18") < objWorksheet41.Range("C16") And objWorksheet41.Range("C18") <
objWorksheet41.Range("C17") Then
objWorksheet41.Range("H22") = "Druckversagen Mauerwerk"
objWorksheet41.Range("J25") = objWorksheet41.Range("C18")
objWorksheet41.Image3.Visible = True
End If
```

```
'Vorhandene Spannung ausgeben
```

```
Application.Worksheets(4).Range("H25") = Application.Worksheets(4).Range("N19") * (-1)
```

Vergleich vorhandener mit zulässiger Spannung

```
If objWorksheet41.Range("H25") < objWorksheet41.Range("J25") Then
objWorksheet41.Range("I25") = "<"
Application.Worksheets(4).Range("I27") = "Nachweis erfüllt"
Application.Worksheets(4).Range("I25,I27").Font.ColorIndex = 10
```

Berechnung der
Grenzs Schubspannungen
nach Bruchbedingungen
nach Mann/Müller auf S.76ff
bzw. nach Erweiterten
Bruchbedingungen nach
Mann auf S.80f

Bestimmung der
maßgebenden
Grenzs Schubspannung

Vergleich vorhandener mit
zulässiger Schubspannung

```
Else
objWorksheet41.Range("I25") = ">"
Application.Worksheets(4).Range("I27") = "Nachweis NICHT erfüllt!"
Application.Worksheets(4).Range("I25,I27").Font.ColorIndex = 3
End If
```

Vergleich vorhandener und zulässiger Normalspannungen

```
Application.Worksheets(4).Range("L17") = Application.Worksheets(4).Range("N16") / 1.2 * -1
Application.Worksheets(4).Range("L18") = Application.Worksheets(4).Range("N16") * 0.3 / 1.2 * -1
If objWorksheet41.Range("L17") < objWorksheet41.Range("N17") Then
Application.Worksheets(4).Range("L17").Font.ColorIndex = 10
Else
Application.Worksheets(4).Range("L17").Font.ColorIndex = 3
End If
```

Vergleich vorhandener mit
zulässiger Normalspannung

```
If objWorksheet41.Range("L18") < objWorksheet41.Range("N18") Then
Application.Worksheets(4).Range("L18").Font.ColorIndex = 10
Else
Application.Worksheets(4).Range("L18").Font.ColorIndex = 3
End If
```

```
End Sub
```

Private Sub CommandButton2_Click()

```
Application.Worksheets(4).Range("C16:C18") = ""
Application.Worksheets(4).Range("H25") = ""
Application.Worksheets(4).Range("J25") = ""
Application.Worksheets(4).Range("I27") = ""
Application.Worksheets(4).Range("H22") = ""
Application.Worksheets(4).Range("L17:L18") = ""
Application.Worksheets(4).Range("G24:K28").Font.ColorIndex = 1
Application.Worksheets(4).Image1.Visible = False
Application.Worksheets(4).Image2.Visible = False
Application.Worksheets(4).Image3.Visible = False
End Sub
```

```
Private Sub Image1_Click()
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Image2_Click()
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Image3_Click()
```

```
End Sub
```

Private Sub OptionButton1_Click()

Erklärungen wie bei Private Sub CommandButton1_Click()

```
'Berechnung der drei Grenzschiebungen (normale bzw. erweiterte Bruchbedingungen)
Dim sinabminfaktor As Single
Dim objWorksheet41 As Object
Set objWorksheet41 = Application.Worksheets(4)
sinabminfaktor = 1 / (1 + objWorksheet41.Range("N12") * objWorksheet41.Range("N14"))
```

```
If Application.Worksheets(4).OptionButton1 = True Then
```

```
'Normale Bruchbedingungen nach Mann/Müller
```

```
'Grenzschiebung 1
```

```
objWorksheet41.Range("C16") = (sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N10") - (objWorksheet41.Range("N12") *  
objWorksheet41.Range("N17")))) / 1.2
```

```
'Grenzschiebung 2
```

```
objWorksheet41.Range("C17") = (objWorksheet41.Range("N15") / 2.3 * (1 - objWorksheet41.Range("N17")) /  
objWorksheet41.Range("N15")) ^ 0.5) / 1.2
```

```
'Grenzschiebung 3
```

```
objWorksheet41.Range("C18") = ((objWorksheet41.Range("N16") + objWorksheet41.Range("N17")) * objWorksheet41.Range("N14")) /  
1.2
```

```
Else
```

```
'Erweiterte Bruchbedingungen nach Mann
```

```
'Grenzschiebung 1
```

```
objWorksheet41.Range("C16") = (sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N10") - (objWorksheet41.Range("N12") *  
objWorksheet41.Range("N17")))) + sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N12") * objWorksheet41.Range("N14") *  
(objWorksheet41.Range("N11") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18")))) / 1.2
```

```
'Grenzschiebung 2
```

```
objWorksheet41.Range("C17") = (0.5 * (objWorksheet41.Range("N11") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18"))  
+ 1 / 2.3 * objWorksheet41.Range("N15") * (1 - (objWorksheet41.Range("N17") + objWorksheet41.Range("N18")) /
```

```
objWorksheet41.Range("N15") + (objWorksheet41.Range("N17") * objWorksheet41.Range("N18")) / (objWorksheet41.Range("N15")) ^ 2) ^ 0.5) / 1.2
```

```
'Grenzscherbspannung 3
```

```
objWorksheet41.Range("C18") = (objWorksheet41.Range("N11") + objWorksheet41.Range("N16") / objWorksheet41.Range("N14") + objWorksheet41.Range("N17") * (1 / objWorksheet41.Range("N14") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18")) / objWorksheet41.Range("N17"))) / 1.2
```

```
End If
```

```
'Maßgebende Versagensart ausgeben
```

```
If objWorksheet41.Range("C16") < objWorksheet41.Range("C17") And objWorksheet41.Range("C16") < objWorksheet41.Range("C18") Then
```

```
objWorksheet41.Range("H22") = "Gleiten in der Lagerfuge"
```

```
ElseIf objWorksheet41.Range("C17") < objWorksheet41.Range("C16") And objWorksheet41.Range("C17") <
```

```
objWorksheet41.Range("C18") Then
```

```
objWorksheet41.Range("H22") = "Steinversagen durch Zug"
```

```
ElseIf objWorksheet41.Range("C18") < objWorksheet41.Range("C16") And objWorksheet41.Range("C18") <
```

```
objWorksheet41.Range("C17") Then
```

```
objWorksheet41.Range("H22") = "Druckversagen Mauerwerk"
```

```
End If
```

```
End Sub
```

Private Sub OptionButton10_Click()

```
If OptionButton8 = True Then
```

```
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 0
```

```
ElseIf OptionButton9 = True Then
```

```
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 0.5
```

```
ElseIf OptionButton10 = True Then
```

```
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 1#
```

```
End If
```

```
End Sub
```

Berechnung
Kohäsion Stoßfuge

Private Sub OptionButton2_Click()

Erklärungen wie bei Private Sub CommandButton1_Click()

```
'Berechnung der drei Grenzscherbspannungen (normale bzw. erweiterte Bruchbedingungen)
```

```
Dim sinabminfaktor As Single
```

```
Dim objWorksheet41 As Object
```

```
Set objWorksheet41 = Application.Worksheets(4)
```

```
sinabminfaktor = 1 / (1 + objWorksheet41.Range("N12") * objWorksheet41.Range("N14"))
```

```
If Application.Worksheets(4).OptionButton1 = True Then
```

```
'Normale Bruchbedingungen nach Mann/Müller
```

```
'Grenzscherbspannung 1
```

```
objWorksheet41.Range("C16") = (sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N10") - (objWorksheet41.Range("N12") * objWorksheet41.Range("N17")))) / 1.2
```

```
objWorksheet41.Range("N17")))) / 1.2
```

```
'Grenzscherbspannung 2
```

```
objWorksheet41.Range("C17") = (objWorksheet41.Range("N15") / 2.3 * (1 - objWorksheet41.Range("N17")) /
```

```
objWorksheet41.Range("N15")) ^ 0.5) / 1.2
```

```
'Grenzscherbspannung 3
```

```
objWorksheet41.Range("C18") = ((objWorksheet41.Range("N16") + objWorksheet41.Range("N17")) * objWorksheet41.Range("N14")) /
```

```
1.2
```

```
Else
```

```
'Erweiterte Bruchbedingungen nach Mann
```

```
'Grenzscherbspannung 1
```

```
objWorksheet41.Range("C16") = (sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N10") - (objWorksheet41.Range("N12") * objWorksheet41.Range("N17")))) + sinabminfaktor * (objWorksheet41.Range("N12") * objWorksheet41.Range("N14") *
```

```
(objWorksheet41.Range("N11") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18")))) / 1.2
```

```
'Grenzscherbspannung 2
```

```
objWorksheet41.Range("C17") = (0.5 * (objWorksheet41.Range("N11") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18")) + 1 / 2.3 * objWorksheet41.Range("N15") * (1 - (objWorksheet41.Range("N17") + objWorksheet41.Range("N18")) /
```

```
objWorksheet41.Range("N15") + (objWorksheet41.Range("N17") * objWorksheet41.Range("N18")) / (objWorksheet41.Range("N15")) ^ 2
```

```
^ 0.5) / 1.2
```

```
'Grenzscherbspannung 3
```

```
objWorksheet41.Range("C18") = (objWorksheet41.Range("N11") + objWorksheet41.Range("N16") / objWorksheet41.Range("N14") +
```

```
objWorksheet41.Range("N17") * (1 / objWorksheet41.Range("N14") - objWorksheet41.Range("N13") * objWorksheet41.Range("N18")) /
```

```
objWorksheet41.Range("N17")))) / 1.2
```

```
End If
```

```
'Maßgebende Versagensart ausgeben
```

```
If objWorksheet41.Range("C16") < objWorksheet41.Range("C17") And objWorksheet41.Range("C16") < objWorksheet41.Range("C18")
```

```
Then
```

```
objWorksheet41.Range("H22") = "Gleiten in der Lagerfuge"
```

```
ElseIf objWorksheet41.Range("C17") < objWorksheet41.Range("C16") And objWorksheet41.Range("C17") <
```

```
objWorksheet41.Range("C18") Then
```

```
objWorksheet41.Range("H22") = "Steinversagen durch Zug"
```

```

ElseIf objWorksheet41.Range("C18") < objWorksheet41.Range("C16") And objWorksheet41.Range("C18") <
objWorksheet41.Range("C17") Then
objWorksheet41.Range("H22") = "Druckversagen Mauerwerk"
End If

```

```
End Sub
```

Private Sub OptionButton3_Click()

```

If OptionButton3 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N17") = Application.Worksheets(3).Range("I10")
Application.Worksheets(4).Range("N18") = Application.Worksheets(3).Range("I11")
Application.Worksheets(4).Range("N19") = Application.Worksheets(3).Range("I12")
Else

```

```
End If
End Sub
```

Private Sub OptionButton4_Click()

```

If OptionButton3 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N17") = Application.Worksheets(3).Range("I10")
Application.Worksheets(4).Range("N18") = Application.Worksheets(3).Range("I11")
Application.Worksheets(4).Range("N19") = Application.Worksheets(3).Range("I12")
Else
Application.Worksheets(4).Range("N17") = Application.Worksheets(3).Range("I14")
Application.Worksheets(4).Range("N18") = Application.Worksheets(3).Range("I15")
Application.Worksheets(4).Range("N19") = Application.Worksheets(3).Range("I16")
End If
End Sub

```

Private Sub OptionButton5_Click()

```

If OptionButton5 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.025 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
ElseIf OptionButton6 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.033 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
ElseIf OptionButton7 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.04 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
Else
End If
End Sub

```

Private Sub OptionButton6_Click()

```

If OptionButton5 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.025 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
ElseIf OptionButton6 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.033 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
ElseIf OptionButton7 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.04 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
Else
End If
End Sub

```

Private Sub OptionButton7_Click()

```

If OptionButton5 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.025 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
ElseIf OptionButton6 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.033 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
ElseIf OptionButton7 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.04 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
Else
End If
End Sub

```

Private Sub OptionButton8_Click()

```

If OptionButton8 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 0
ElseIf OptionButton9 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 0.5
ElseIf OptionButton10 = True Then

```

Übernahme der transformierten Spannungen aus Programm A2

Berechnung der Steinzugfestigkeit in Abhängigkeit der Steinart

```
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 1#
End If
End Sub
```

Private Sub OptionButton9_Click()

```
If OptionButton8 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 0
ElseIf OptionButton9 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 0.5
ElseIf OptionButton10 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 1#
End If
End Sub
```

Berechnung der
Kohäsion in
Stoßfuge

Private Sub Worksheet_Activate()

```
'Übernahme der Kohäsionswerte aus Tabellenblatt X
Application.Worksheets(4).Range("N10") = Application.Worksheets(2).Range("L15")
If OptionButton8 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 0
ElseIf OptionButton9 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 0.5
ElseIf OptionButton10 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N11") = Application.Worksheets(4).Range("N10") * 0.667 * 1#
End If
```

'Übernahme der Spannungswerte (Wandmitte bzw. Eckbereich) aus Blatt "Spannungsberechnung"

```
If OptionButton3 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("N17") = Application.Worksheets(3).Range("I10")
Application.Worksheets(4).Range("N18") = Application.Worksheets(3).Range("I11")
Application.Worksheets(4).Range("N19") = Application.Worksheets(3).Range("I12")
Else
Application.Worksheets(4).Range("N17") = Application.Worksheets(3).Range("I14")
Application.Worksheets(4).Range("N18") = Application.Worksheets(3).Range("I15")
Application.Worksheets(4).Range("N19") = Application.Worksheets(3).Range("I16")
End If
```

'Berechnung der Steinzugfestigkeit in Abhängigkeit der Steinart (Hohlblocksteine, Hochlochsteine, Vollsteine)

```
If OptionButton5 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.025 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
ElseIf OptionButton6 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.033 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
ElseIf OptionButton7 = True Then
Application.Worksheets(4).Range("n15") = Application.Worksheets(1).ComboBox4.Value * 0.04 * (1 +
Application.Worksheets(4).Range("U15") / 100)
Else
End If
```

'Übernahme des Wertes der Mauerwerksdruckfestigkeit aus Blatt "X"

```
Application.Worksheets(4).Range("N16") = Application.Worksheets(2).Range("L14") * 3.14
```

```
End Sub
```


Theoretischer Hintergrund

Übernahme der Schnittgrößen in den Rahmenecken per Hand aus separatem Stabwerksprogramm (z.B. „Frilo – Ebenes Stabwerk“) für Modell mit mittig angeschlossenem Ersatzstab

Programmcode zu A4

```
Private Sub CommandButton1_Click()  
Application.Worksheets(6).Range("C20:C22, F20:F22, I20:I22, L20:L22") = ""  
End Sub
```

A5 – Ermittlung des Schnittgrößenanteils II im Rahmen

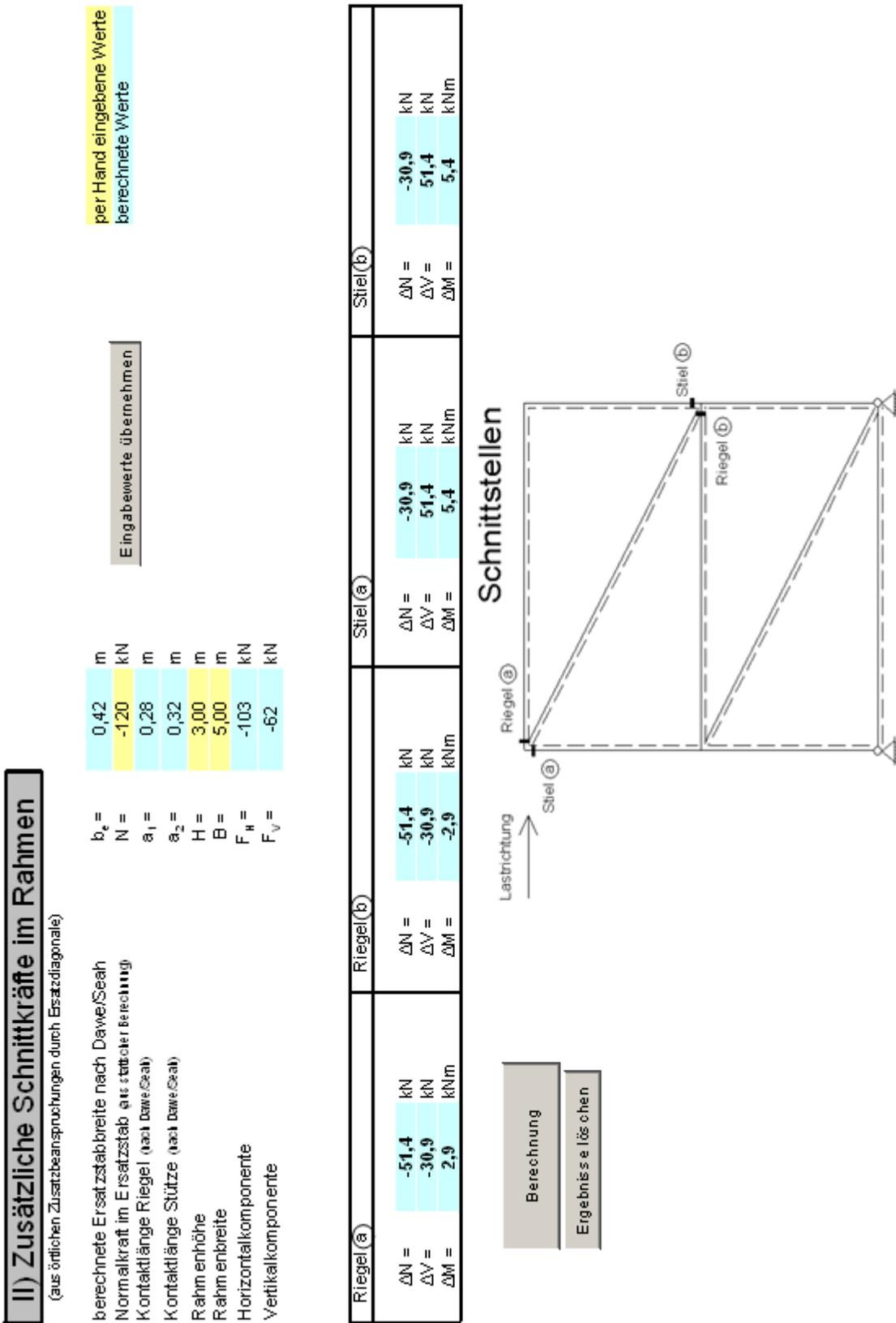


Abb. A5.5 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm A5

Theoretischer Hintergrund

Berechnung des Schnittgrößenanteils II in den Rahmenecken nach Abschn.2.6.1 „Bemessung des Rahmens – Schnittgrößenermittlung und Bemessung“ (Modell mit außermittig angeschlossenem Ersatzstab).

Programmcode zu A5

Private Sub CommandButton1_Click()

```
Application.Worksheets(5).Range("G8") = Application.Worksheets(3).Range("D6")
Application.Worksheets(5).Range("G11") = Application.Worksheets(1).Range("D14")
Application.Worksheets(5).Range("G12") = Application.Worksheets(1).Range("D13")
```

Übernahme bereits
eingegebener Werte
aus Programm A1/A3

End Sub

Private Sub CommandButton2_Click()

```
Application.Worksheets(5).Range("G13") = Application.Worksheets(5).Range("G12") * Application.Worksheets(5).Range("G8") /
Application.Worksheets(1).Range("J16")
Application.Worksheets(5).Range("G14") = Application.Worksheets(5).Range("G11") * Application.Worksheets(5).Range("G8") /
Application.Worksheets(1).Range("J16")
```

'Riegel a

```
Application.Worksheets(5).Range("C20") = Application.Worksheets(5).Range("G13") / 2
Application.Worksheets(5).Range("C21") = Application.Worksheets(5).Range("G14") / 2
Application.Worksheets(5).Range("C22") = Application.Worksheets(5).Range("C21") * Application.Worksheets(5).Range("G9") / 3 * -1
```

'Stiel a

```
Application.Worksheets(5).Range("I20") = Application.Worksheets(5).Range("G14") / 2
Application.Worksheets(5).Range("I21") = Application.Worksheets(5).Range("G13") / 2 * -1
Application.Worksheets(5).Range("I22") = Application.Worksheets(5).Range("I21") * Application.Worksheets(5).Range("G10") / 3
```

'Riegel b

```
Application.Worksheets(5).Range("F20") = Application.Worksheets(5).Range("G13") / 2
Application.Worksheets(5).Range("F21") = Application.Worksheets(5).Range("G14") / 2
Application.Worksheets(5).Range("F22") = Application.Worksheets(5).Range("F21") * Application.Worksheets(5).Range("G9") / 3
```

'Stiel b

```
Application.Worksheets(5).Range("L20") = Application.Worksheets(5).Range("G14") / 2
Application.Worksheets(5).Range("L21") = Application.Worksheets(5).Range("G13") / 2 * -1
Application.Worksheets(5).Range("L22") = Application.Worksheets(5).Range("L21") * Application.Worksheets(5).Range("G10") / 3
```

End Sub

Private Sub CommandButton3_Click()

```
Application.Worksheets(5).Range("C20:C22, F20:F22, I20:I22, L20:L22") = ""
Application.Worksheets(5).Range("G13:G14") = ""
```

Berechnung der
Schnittgrößenanteile II
nach Abschn.2.6.1

End Sub

Private Sub Worksheet_Activate()

```
Application.Worksheets(5).Range("G7") = Application.Worksheets(1).Range("J34")
Application.Worksheets(5).Range("G9") = Application.Worksheets(1).Range("J33")
Application.Worksheets(5).Range("G10") = Application.Worksheets(1).Range("J32")
```

Übernahme bereits
berechneter Werte
aus Programm A1

End Sub

Private Sub Worksheet_SelectionChange(ByVal Target As Range)

End Sub

A6 – Nachweis der Rahmenecke

Nachweis Rahmenecke

nach DIN 18800 Nr. Lastfall Ende bei nach DIN 4149

superponierte Schnittkräfte im Knoten

Riegel(a)	Riegel(b)	Stiel(a)	Stiel(b)
$\Sigma N_k =$	$\Sigma N_k =$	$\Sigma N_k =$	$\Sigma N_k =$
$\Sigma V_k =$	$\Sigma V_k =$	$\Sigma V_k =$	$\Sigma V_k =$
$\Sigma M_k =$	$\Sigma M_k =$	$\Sigma M_k =$	$\Sigma M_k =$

per Hand eingegebene Werte
berechnete Werte

Nachweis

Berechnung Schnittgrößen

Ergebnisse löschen

Rahmenriegel: IPE200
Rahmenstiel: IPE200

superponierte Schnittkräfte im Anschnitt

Riegel(a)	Riegel(b)	Stiel(a)	Stiel(b)
$N_a =$	$N_b =$	$N_a =$	$N_b =$
$V_a =$	$V_b =$	$V_a =$	$V_b =$
$M_a =$	$M_b =$	$M_a =$	$M_b =$

per Hand eingegebene Werte
berechnete Werte

Normalspannung: 111,0 N/mm² 106,6 N/mm² 162,6 N/mm²

Schubspannung: 9,4 N/mm² 40,5 N/mm² 57,3 N/mm²

Vergleichsspannung: 112,2 N/mm² 127,6 N/mm² 190,6 N/mm²

Lastrichtung →

Schnittstellen

Abb. A5.6 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm A6

Theoretischer Hintergrund

Superposition der Schnittgrößenanteile I und II, Nachweis des Stahlrahmens unter folgenden Annahmen:

- Stahlsorte: S235
- keine Anordnung von Aussteifungen (Rippen)
- Schnittgrößen in Rahmenecke maßgebend
- waagerechter Rahmenriegel, senkrechter Rahmenstiel
- I-Querschnitte ohne Verstärkung
- Nachweis der geschwülsten Rahmenecke (Stumpfnah) mit Querschnittswerten der Stahlprofile (Bauteilwiderstand maßgebend bei Stumpfnähten)
- keine Knickgefährdung
- ohne Nachweis des Schubflusses im Eckbereich (Blechdicke überprüfen)
- ohne Überprüfung der zulässigen b/t-Verhältnisse

Programmcode zu A6

Private Sub ComboBox1_Change()

```
Application.Worksheets(2).Range("F31") = ComboBox1.Value
End Sub
```

Private Sub ComboBox2_Change()

```
Application.Worksheets(2).Range("F32") = ComboBox2.Value
End Sub
```

Private Sub CommandButton1_Click()

superponierte Schnittkräfte im Knoten

```
Application.Worksheets(7).Range("C10") = Application.Worksheets(6).Range("C20") + Application.Worksheets(5).Range("C20")
Application.Worksheets(7).Range("C11") = Application.Worksheets(6).Range("C21") + Application.Worksheets(5).Range("C21")
Application.Worksheets(7).Range("C12") = Application.Worksheets(6).Range("C22") + Application.Worksheets(5).Range("C22")
```

```
Application.Worksheets(7).Range("F10") = Application.Worksheets(6).Range("F20") + Application.Worksheets(5).Range("F20")
Application.Worksheets(7).Range("F11") = Application.Worksheets(6).Range("F21") + Application.Worksheets(5).Range("F21")
Application.Worksheets(7).Range("F12") = Application.Worksheets(6).Range("F22") + Application.Worksheets(5).Range("F22")
```

```
Application.Worksheets(7).Range("I10") = Application.Worksheets(6).Range("I20") + Application.Worksheets(5).Range("I20")
Application.Worksheets(7).Range("I11") = Application.Worksheets(6).Range("I21") + Application.Worksheets(5).Range("I21")
Application.Worksheets(7).Range("I12") = Application.Worksheets(6).Range("I22") + Application.Worksheets(5).Range("I22")
```

```
Application.Worksheets(7).Range("L10") = Application.Worksheets(6).Range("L20") + Application.Worksheets(5).Range("L20")
Application.Worksheets(7).Range("L11") = Application.Worksheets(6).Range("L21") + Application.Worksheets(5).Range("L21")
Application.Worksheets(7).Range("L12") = Application.Worksheets(6).Range("L22") + Application.Worksheets(5).Range("L22")
```

superponierte Schnittkräfte im Anschnitt

```
Application.Worksheets(7).Range("C20") = Application.Worksheets(7).Range("C10")
Application.Worksheets(7).Range("C21") = Application.Worksheets(7).Range("C11")
Application.Worksheets(7).Range("C22") = Application.Worksheets(7).Range("C12") + Application.Worksheets(7).Range("C11") *
Application.Worksheets(2).Range("G32") / 2 / 1000
```

```
Application.Worksheets(7).Range("I20") = Application.Worksheets(7).Range("I10")
Application.Worksheets(7).Range("I21") = Application.Worksheets(7).Range("I11")
Application.Worksheets(7).Range("I22") = Application.Worksheets(7).Range("I12") - Application.Worksheets(7).Range("I11") *
Application.Worksheets(2).Range("G31") / 2 / 1000
```

```
Application.Worksheets(7).Range("F20") = Application.Worksheets(7).Range("F10")
Application.Worksheets(7).Range("F21") = Application.Worksheets(7).Range("F11")
Application.Worksheets(7).Range("F22") = Application.Worksheets(7).Range("F12") - Application.Worksheets(7).Range("F11") *
Application.Worksheets(2).Range("G32") / 2 / 1000
```

```
Application.Worksheets(7).Range("L20") = Application.Worksheets(7).Range("L10")
Application.Worksheets(7).Range("L21") = Application.Worksheets(7).Range("L11")
Application.Worksheets(7).Range("L22") = Application.Worksheets(7).Range("L12") - Application.Worksheets(7).Range("L11") *
Application.Worksheets(2).Range("G31") / 2 / 1000
```

```
End Sub
```

Private Sub CommandButton2_Click()

```
Application.Worksheets(7).Range("C10:C12, C20:C22, F10:F12, F20:F22, I10:I12, I20:I22, L10:L12, L20:L22") = ""
```

Superposition der
Schnittkraftanteile I und II
im Knoten und
Berechnung der
Schnittkräfte im Anschnitt

End Sub

Private Sub CommandButton3_Click()

Application.Worksheets(7).Range("D24:D26, G24:G26, J24:J26, M24:M26") = "N/mm²"

'Riegel a

```
Application.Worksheets(7).Range("C24") = Abs(Application.Worksheets(7).Range("C20") / Application.Worksheets(2).Range("J31") * 10)
+ Abs(Application.Worksheets(7).Range("C22") / Application.Worksheets(2).Range("k31") * 100 *
((Application.Worksheets(2).Range("G31") - Application.Worksheets(2).Range("H31")) / 2))
Application.Worksheets(7).Range("C25") = Abs(Application.Worksheets(7).Range("C21") * 1000) /
((Application.Worksheets(2).Range("G31") - Application.Worksheets(2).Range("H31")) * Application.Worksheets(2).Range("I31"))
Application.Worksheets(7).Range("C26") = (Application.Worksheets(7).Range("C24") ^ 2 + 3 * Application.Worksheets(7).Range("C25") ^
2) ^ 0.5
If Application.Worksheets(7).Range("C26") < 218 Then
Application.Worksheets(7).Range("C26").Font.ColorIndex = 10
Else
Application.Worksheets(7).Range("C26").Font.ColorIndex = 3
End If
```

Berechnung Normal-, Schub- und Vergleichsspannung im Riegel a

'Riegel b

```
Application.Worksheets(7).Range("F24") = Abs(Application.Worksheets(7).Range("F20") / Application.Worksheets(2).Range("J31") * 10)
+ Abs(Application.Worksheets(7).Range("F22") / Application.Worksheets(2).Range("k31") * 100 *
((Application.Worksheets(2).Range("G31") - Application.Worksheets(2).Range("H31")) / 2))
Application.Worksheets(7).Range("F25") = Abs(Application.Worksheets(7).Range("F21") * 1000) /
((Application.Worksheets(2).Range("G31") - Application.Worksheets(2).Range("H31")) * Application.Worksheets(2).Range("I31"))
Application.Worksheets(7).Range("F26") = (Application.Worksheets(7).Range("F24") ^ 2 + 3 * Application.Worksheets(7).Range("F25") ^
2) ^ 0.5
If Application.Worksheets(7).Range("F26") < 218 Then
Application.Worksheets(7).Range("F26").Font.ColorIndex = 10
Else
Application.Worksheets(7).Range("F26").Font.ColorIndex = 3
End If
```

Berechnung Normal-, Schub- und Vergleichsspannung im Riegel b

'Stiel a

```
Application.Worksheets(7).Range("I24") = Abs(Application.Worksheets(7).Range("I20") / Application.Worksheets(2).Range("J32") * 10) +
Abs(Application.Worksheets(7).Range("I22") / Application.Worksheets(2).Range("k32") * 100 *
((Application.Worksheets(2).Range("G32") - Application.Worksheets(2).Range("H32")) / 2))
Application.Worksheets(7).Range("I25") = Abs(Application.Worksheets(7).Range("I21") * 1000) /
((Application.Worksheets(2).Range("G32") - Application.Worksheets(2).Range("H32")) * Application.Worksheets(2).Range("I32"))
Application.Worksheets(7).Range("I26") = (Application.Worksheets(7).Range("I24") ^ 2 + 3 * Application.Worksheets(7).Range("I25") ^ 2)
^ 0.5
If Application.Worksheets(7).Range("I26") < 218 Then
Application.Worksheets(7).Range("I26").Font.ColorIndex = 10
Else
Application.Worksheets(7).Range("I26").Font.ColorIndex = 3
End If
```

Berechnung Normal-, Schub- und Vergleichsspannung im Stiel a

'Stiel b

```
Application.Worksheets(7).Range("L24") = Abs(Application.Worksheets(7).Range("L20") / Application.Worksheets(2).Range("J32") * 10)
+ Abs(Application.Worksheets(7).Range("L22") / Application.Worksheets(2).Range("k32") * 100 *
((Application.Worksheets(2).Range("G32") - Application.Worksheets(2).Range("H32")) / 2))
Application.Worksheets(7).Range("L25") = Abs(Application.Worksheets(7).Range("L21") * 1000) /
((Application.Worksheets(2).Range("G32") - Application.Worksheets(2).Range("H32")) * Application.Worksheets(2).Range("I32"))
Application.Worksheets(7).Range("L26") = (Application.Worksheets(7).Range("L24") ^ 2 + 3 * Application.Worksheets(7).Range("L25") ^
2) ^ 0.5
If Application.Worksheets(7).Range("L26") < 218 Then
Application.Worksheets(7).Range("L26").Font.ColorIndex = 10
Else
Application.Worksheets(7).Range("L26").Font.ColorIndex = 3
End If
```

Berechnung Normal-, Schub- und Vergleichsspannung im Stiel b

End Sub

Private Sub CommandButton4_Click()

Application.Worksheets(7).Range("C24:C27, D24:D27, F24:F27, G24:G27, I24:I27, J24:J27, L24:L27, M24:M27") = ""

End Sub

Private Sub Worksheet_Activate()

```
Application.Worksheets(2).Range("F31") = ComboBox1.Value
Application.Worksheets(2).Range("F32") = ComboBox2.Value
End Sub
```

Private Sub Worksheet_SelectionChange(ByVal Target As Range)

End Sub

B – Excelprogramm (VBA) zum Nachweis der Ausfachung bei Beanspruchung in Wandquerrichtung

B1 – Berechnung der 1.Eigenfrequenz der Einzelwand

(nach B1 bei 1. Auflage: "Bauteile- Tragwerke - Band 2")

Berechnung der 1.Eigenfrequenz der Einzelwand

per Hand eingegebene Werte
berechnete Werte

zweiseitig gehalten

viersseitig gehalten (pelenkig)

dreiseitig gehalten (pelenkig)

dreiseitig gehalten (eingespannt entlang der Stützen)

Eingabewerte Mauerwerkswand

Wichte:	10	kN/m ³	
Wanddicke:	0,24	m	
Querdehnzahl:	0,30		
E-Modul:	4200	MN/m ²	
Höhe:	2,80	m	
Breite:	4,90	m	

Biegesteifigkeit Plattenstreifen: kNm²
Biegesteifigkeit Platte: 6912 kNm

Wandhöhe zulässig

Berechnung Eigenfrequenz

Ergebnis lösen

f = 46,7 Hz

> 33 Hz = horizontal steife Wand
< 33 Hz = horizontal weiche Wand
(nach H. Bachmann "Eindeckelung von Bauteile" S.253)

ANWENDUNGSGRENZEN (nach Vergleichsrechnung mit SOFISTIK)

	zweiseitig	viersseitig	
von	6	8	
bis	26	26	
von	0,24	0,20	
bis	0,30	0,30	(eigentlich nur 0,24m)
von	1000	1000	
bis	2,50	0,66	
von	unabhängig	7000	
bis	6,00	2,5	B / H

Abb. A5.7 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm B1

Theoretischer Hintergrund

Berechnung der ersten Eigenfrequenz einer Einzelwand in Abhängigkeit von der Lagerung bei Beanspruchung in Querrichtung nach [Büt84, S.100]

Programmcode zu B1

Private Sub CommandButton1_Click()

```
Application.Worksheets(1).Range("D26") = ""
Application.Worksheets(1).Range("G16") = ""
Application.Worksheets(1).Range("G17") = ""
```

```
Dim sinLambda As Single
Dim sinPi As Single
sinPi = 3.141592654
Dim objWks1 As Object
Set objWks1 = Application.Worksheets(1)
```

```
If OptionButton1 = True Then
```

```
Application.Worksheets(1).Range("G16") = Application.Worksheets(1).Range("G12") * 1000 * 1 *
(Application.Worksheets(1).Range("G10")) ^ 3 / 12
Application.Worksheets(1).Range("D26") = (0.5 * sinPi) * ((9.81 * objWks1.Range("G16")) / ((objWks1.Range("G9") *
objWks1.Range("G10") * objWks1.Range("G13") ^ 4))) ^ 0.5
```

```
Else
```

```
Application.Worksheets(1).Range("G17") = Application.Worksheets(1).Range("G12") * 1000 * (Application.Worksheets(1).Range("G10"))
^ 3 / (12 * (1 - Application.Worksheets(1).Range("G11")))
sinLambda = sinPi ^ 2 + (sinPi * objWks1.Range("G13") / objWks1.Range("G14")) ^ 2
Application.Worksheets(1).Range("D26") = (0.5 * sinLambda / sinPi) * ((9.81 * objWks1.Range("G17")) / ((objWks1.Range("G9") *
objWks1.Range("G10") * objWks1.Range("G13") ^ 4))) ^ 0.5
End If
```

Ermittlung Biegesteifigkeit
Platte bzw. Plattenstreifen und
Berechnung 1. Eigenfrequenz
der Wand nach [Büt84, S.100]

```
'Überprüfung Geometrie zweiseitig gelagerte Wand
```

```
If OptionButton1 = True Then
```

```
If Application.Worksheets(1).Range("G13") < Application.Worksheets(1).Range("g10") * 30 Then
Application.Worksheets(1).Range("H20") = "Wandhöhe zulässig"
Application.Worksheets(1).Range("H20").Font.ColorIndex = 10
Else
Application.Worksheets(1).Range("H20") = "Wandhöhe nicht zulässig"
Application.Worksheets(1).Range("H20").Font.ColorIndex = 3
End If
Else
End If
```

```
'Überprüfung Geometrie vierseitig gelagerte Wand
```

```
If OptionButton2 = True Then
```

```
'If Application.Worksheets(1).Range("G13") < Application.Worksheets(7).Range("U125") Then
'Application.Worksheets(1).Range("H20") = "Wandhöhe zulässig"
'Application.Worksheets(1).Range("H20").Font.ColorIndex = 10
'Else
'Application.Worksheets(1).Range("H20") = "Wandhöhe nicht zulässig"
'Application.Worksheets(1).Range("H20").Font.ColorIndex = 3
'End If
'If Application.Worksheets(1).Range("G14") < Application.Worksheets(7).Range("U126") Then
'Application.Worksheets(1).Range("H21") = "Wandlänge zulässig"
'Application.Worksheets(1).Range("H21").Font.ColorIndex = 10
'Else
'Application.Worksheets(1).Range("H21") = "Wandlänge nicht zulässig"
'Application.Worksheets(1).Range("H21").Font.ColorIndex = 3
'End If
'Else
'End If
```

Überprüfung Geometrie der
vierseitig gelagerten Wand

```
'Überprüfung Geometrie dreiseitig gelagerte Wand
```

```
If OptionButton3 = True Then
```

```
'If Application.Worksheets(1).Range("G13") < Application.Worksheets(7).Range("U139") Then
'Application.Worksheets(1).Range("H20") = "Wandhöhe zulässig"
'Application.Worksheets(1).Range("H20").Font.ColorIndex = 10
'Else
'Application.Worksheets(1).Range("H20") = "Wandhöhe nicht zulässig"
'Application.Worksheets(1).Range("H20").Font.ColorIndex = 3
'End If
'If Application.Worksheets(1).Range("G14") < Application.Worksheets(7).Range("U140") Then
'Application.Worksheets(1).Range("H21") = "Wandlänge zulässig"
```

Überprüfung Geometrie der
dreiseitig gelagerten Wand

```
'Application.Worksheets(1).Range("H21").Font.ColorIndex = 10
'Else
'Application.Worksheets(1).Range("H21") = "Wandlänge nicht zulässig"
'Application.Worksheets(1).Range("H21").Font.ColorIndex = 3
'End If
'Else
'End If
```

```
End Sub
```

```
Private Sub CommandButton2_Click()
```

```
Application.Worksheets(1).Range("D26") = ""
Application.Worksheets(1).Range("G16") = ""
Application.Worksheets(1).Range("G17") = ""
Application.Worksheets(1).Range("H20") = ""
Application.Worksheets(1).Range("H21") = ""
End Sub
```

```
Private Sub OptionButton1_Click()
```

```
End Sub
```

```
Private Sub OptionButton2_Click()
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Worksheet_SelectionChange(ByVal Target As Range)
```

```
End Sub
```

B2 – Berechnung der horizontalen Ersatzlasten

Berechnung der horizontalen Ersatzlasten (nach Tomazevic, Bemessungswerte)

Eingabewerte

Rahmenbreite: 4,50 m

Rahmenhöhe: 2,80 m

Geschossanzahl: 5

Wanddicke: 0,24 m

Mauerwerkswichte: 10 kN/m³

Tragwerkstyp: **Sonstige**

Bedeutungsbeiwert Gebäude $\gamma_a = 1,0$

Verhaltensbeiwert $q_a = 2,0$

Bemessungswert Beschleunigung $a = 0,35$

Eigenschwingdauer Einzelwand $T_a = 0,02$ s

Eigenschwingdauer Gesamttragwerk $T_1 = 0,55$ s

per Hand eingegebene Werte
berechnete Werte

(nach dt. Erdbebennorm für unbewehrte Wände auf s.80 und nach Tomazevic au (im Verhältnis zu g)

(oder per Hand eintragen z. B. aus ETABS-Berechnung)

Berechnung Erdbebenkräfte

Ergebnisse löschen

Geschoss	$W_a \times \gamma_a / q_a$ [kN]	Hilfswert		S_a	Erdbebenkraft F_a [kN]
		S_a oben [-]	S_a unten [-]		
5	15,1	2,00	1,92	1,04	15,7
4	15,1	1,79	1,92	0,93	14,0
3	15,1	1,58	1,92	0,82	12,4
2	15,1	1,37	1,92	0,71	10,7
1	15,1	1,16	1,92	0,60	9,1

Abb. A5.8 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm B2

Theoretischer Hintergrund

Übernahme der 1.Eigenfrequenz aus B1, Berechnung der horizontalen Ersatzlasten (Erdbebenlasten) nach Formeln auf Seite 130 [Tom99] in Abschn.3.3.1 „Tragfähigkeitsnachweise für Mauerwerkswände bei Erdbebenbeanspruchung senkrecht zur Wandebene – Ermittlung der Erdbebenlast“

Programmcode zu B2

Private Sub ComboBox1_Change()

```
Application.Worksheets(7).Range("C1") = ComboBox1.Value
```

```
End Sub
```

Private Sub CommandButton1_Click()

```
Dim sinFaktor As Single
```

```
If ComboBox1.Value = "Stahlrahmen" Then
```

```
sinFaktor = 0.085
```

```
ElseIf ComboBox1.Value = "Stahlbetonrahmen" Then
```

```
sinFaktor = 0.075
```

```
ElseIf ComboBox1.Value = "Sonstige" Then
```

```
sinFaktor = 0.05
```

```
End If
```

```
Application.Worksheets(2).Range("I11") = sinFaktor * (Application.Worksheets(2).Range("D9") *
```

```
Application.Worksheets(2).Range("D8")) ^ 0.75
```

```
End Sub
```

Private Sub CommandButton2_Click()

```
Application.Worksheets(2).Rows("20:40").Hidden = False
```

```
End Sub
```

Private Sub CommandButton3_Click()

```
Application.Worksheets(2).Rows("20:40").Hidden = True
```

```
Application.Worksheets(2).Range("I11") = ""
```

```
End Sub
```

Private Sub Worksheet_Activate()

```
If Application.Worksheets(1).Range("D26") = 0 Then
```

```
Application.Worksheets(2).Range("I10") = ""
```

```
Else
```

```
Application.Worksheets(2).Range("I10") = 1 / Application.Worksheets(1).Range("D26")
```

```
End If
```

```
Application.Worksheets(2).Range("D7") = Application.Worksheets(1).Range("G14")
```

```
Application.Worksheets(2).Range("D8") = Application.Worksheets(1).Range("G13")
```

```
Application.Worksheets(2).Range("D10") = Application.Worksheets(1).Range("G10")
```

```
Application.Worksheets(2).Range("D11") = Application.Worksheets(1).Range("G9")
```

```
End Sub
```

Private Sub Worksheet_SelectionChange(ByVal Target As Range)

```
End Sub
```

Ermittlung der
1.Eigenschwingdauer
der Einzelwand

Übernahme bereits
eingegebener Werte
aus Programm B1

B3 – Berechnung der Plattenbiegemomente in der Wand

Berechnung der Plattenbiegemomente in der Wand (nach EC6, Bemessungswerte)

<input type="radio"/> zweiseitig gehalten <input checked="" type="radio"/> viersseitig gehalten (gelenkig) <input type="radio"/> dreiseitig gehalten (gelenkig) <input type="radio"/> dreiseitig gehalten (eingespannt entlang der Stützen)	Wandbreite $l = 4,50$ m Wandhöhe $h = 2,80$ m $h/l = 0,62$ Erdbebenkraft $F_a = 15,7$ kN horizontale Flächenlast $W_{B1} = 1,24$ kN/m ² charakt. Biegefestigkeit $f_{yk1} = 0,10$ N/m m ² (Biegebiegeparallele Lagefrage) charakt. Biegefestigkeit $f_{yk2} = 0,10$ N/m m ² (Biegebiege senkrecht zur Lagefrage) Orthotropiekoefizient $\mu = 1,00$ Biegemomentenkoefizient $\alpha_1 = 0,038$ Biegemomentenkoefizient $\alpha_2 = 0,038$	per Hand eingegebene Werte berechnete Werte
--	---	--

(aus EC6 Table B.3.7 oder nach SIA V177, VII Ziffer 11.6.1 = 0,10)
 (aus EC6 Table B.3.7)

Die Plattenbiegemomente für die Wand im 5 . Geschoss betragen:

$M_{B11} = \alpha_1 \cdot W_{B1} \cdot l^2 =$	0,96 kNm (um horizontale Achse)
$M_{B12} = \alpha_2 \cdot W_{B1} \cdot l^2 =$	0,96 kNm (um vertikale Achse)

Berechnung Biegemomente

Ergebnisse lösen

Abb. A5.9 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm B3

Theoretischer Hintergrund

Übernahme der horizontalen Erdbebenlasten aus B2, Berechnung der Plattenbiegemomente in der Wand nach Formeln auf S.131ff in Abschn.3.3.1 „Tragfähigkeitsnachweise für Mauerwerkswände bei Erdbebenbeanspruchung senkrecht zur Wandebene – Ermittlung der Biegemomente und der vorhandenen Biegezugspannungen“

Programmcode zu B3

Private Sub CommandButton1_Click()

Dim objWks3 As Object

Set objWks3 = Application.Worksheets(3)

If OptionButton1 = True Then

Application.Worksheets(3).Range("H15") = 0.125

Application.Worksheets(3).Range("H16") = ""

objWks3.Range("M20") = objWks3.Range("H15") * objWks3.Range("H11") * (objWks3.Range("H8")) ^ 2

objWks3.Range("M21") = ""

ElseIf OptionButton2 = True Then

Application.Worksheets(3).Range("H15") = Application.Worksheets(7).Range("L42")

Application.Worksheets(3).Range("H16") = Application.Worksheets(3).Range("H15") / Application.Worksheets(7).Range("L40")

objWks3.Range("M20") = objWks3.Range("H15") * objWks3.Range("H11") * (objWks3.Range("H7")) ^ 2

objWks3.Range("M21") = objWks3.Range("H16") * objWks3.Range("H11") * (objWks3.Range("H7")) ^ 2

ElseIf OptionButton3 = True Then

Application.Worksheets(3).Range("H15") = Application.Worksheets(7).Range("L76")

Application.Worksheets(3).Range("H16") = Application.Worksheets(3).Range("H15") / Application.Worksheets(7).Range("L74")

objWks3.Range("M20") = objWks3.Range("H15") * objWks3.Range("H11") * (objWks3.Range("H7")) ^ 2

objWks3.Range("M21") = objWks3.Range("H16") * objWks3.Range("H11") * (objWks3.Range("H7")) ^ 2

ElseIf OptionButton4 = True Then

Application.Worksheets(3).Range("H15") = Application.Worksheets(7).Range("L109")

Application.Worksheets(3).Range("H16") = Application.Worksheets(3).Range("H15") / Application.Worksheets(7).Range("L107")

objWks3.Range("M20") = objWks3.Range("H15") * objWks3.Range("H11") * (objWks3.Range("H7")) ^ 2

objWks3.Range("M21") = objWks3.Range("H16") * objWks3.Range("H11") * (objWks3.Range("H7")) ^ 2

Else

End If

End Sub

Private Sub CommandButton2_Click()

Application.Worksheets(3).Range("H15") = ""

Application.Worksheets(3).Range("H16") = ""

Application.Worksheets(3).Range("M20") = ""

Application.Worksheets(3).Range("M21") = ""

End Sub

Private Sub OptionButton1_Click()

End Sub

Private Sub OptionButton2_Click()

End Sub

Private Sub Worksheet_Activate()

Application.Worksheets(3).Range("H7") = Application.Worksheets(1).Range("G14")

Application.Worksheets(3).Range("H8") = Application.Worksheets(1).Range("G13")

End Sub

Private Sub Worksheet_SelectionChange(ByVal Target As Range)

End Sub

Ermittlung der Biegemomentenkoeffizienten in Abhängigkeit der Wandlagerung nach [Jäg05b]

Berechnung der Plattenbiegemomente nach Formeln auf S.131ff

Übernahme der Wandabmessungen aus Programm B1

B4 – Spannungsnachweise der Wand

Spannungsnachweis vierseitig gehaltene Wand

(nach DIN 1053-100, 3.102; Ansatz einer 3-Stufigen Mörteleitung)

Eingabewerte Mauerwerkswand:

Wanddicke $t = 0,24$ m

Steinhöhe $h = 24$ cm

Überbindemaß $\bar{u} = 15$ cm

Haftschersfestigkeit $f_{ctd} = 0,18$ N/mm²

Steinfestigkeitsklasse: **8**

Steinart: **Hochlochsteine**
Steinzugfestigkeit $f_{td} = 0,26$ N/mm²

Reibbeiwert $\mu = 0,6$

Bemessungswert Normalkraft $N_{Ed} = 3,4$ kN/m

Bemessungswert Biegemoment $M_{Ed} = 0,96$ kNm/m

Bemessungswert Biegemoment $M_{Ed} = 0,96$ kNm/m

Berücksichtigung Normalkraft? **Ja**

Sicherheitsbeiwert Material $\gamma_{M0} = 1,2$

Mörtelgruppe: **IIa**

(Kupfermörtel mit Zuschlagsgestein nach DIN EN 1013-100, 2.2.2)

per Hand eingegebene Werte
berechnete Werte

Spannungsnachweis

Ergebnisse (Kontrolle)

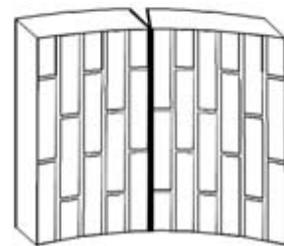
(Sicherheitsbeiwert Material nach d. Endzustandem 5.10)

Nachweis mit Bruchebene parallel zu den Lagerfugen ($f_{t,kt}$)

vorf. $f_{t,kt} = 0,10$ N/mm² (nach EC6)

zul. $f_{t,kt} = 0,10$ N/mm² (nach EC6)

NA CHWEIS NICHT ERFÜLLT



Nachweis mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen ($f_{t,kt}$)

Fugenversagen

vorf. $f_{t,kt} = 0,064$ N/mm² (nach Mann)

zul. $f_{t,kt} = 0,098$ N/mm² (nach DIN 1053-100)

NA CHWEIS ERFÜLLT

Steinversagen

vorf. $f_{t,kt} = 0,100$ N/mm² (nach Mann / DIN 1053-100 / EC6)

zul. $f_{t,kt} = 0,110$ N/mm² (nach DIN 1053-100)

NA CHWEIS ERFÜLLT

vorf. $f_{t,kt} = 0,10$ N/mm² (nach Mann / DIN 1053-100 / EC6)

zul. $f_{t,kt} = 0,08$ N/mm² (nach EC6)

NA CHWEIS NICHT ERFÜLLT

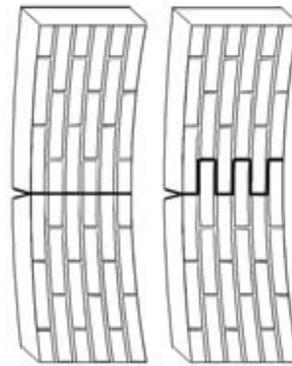


Abb. A5.10 – Ansicht Oberfläche Teilprogramm B4

Theoretischer Hintergrund

Übernahme der Biegemomente aus B3, Ermittlung der vorhandenen Spannungen nach Formeln auf Seite 131ff, Ermittlung der zulässigen Spannungen nach Formeln auf Seite 135ff, Spannungsnachweis in Wandmitte nach Abschn.3.3.1 „Tragfähigkeitsnachweise für Mauerwerkswände bei Erdbebenbeanspruchung senkrecht zur Wandebene – Ermittlung der Biegemomente und der vorhandenen Biegezugspannungen“

Programmcode zu B4

```
Private Sub ComboBox2_Change()
```

```
End Sub
```

```
Private Sub ComboBox3_Change()
```

```
End Sub
```

```
Private Sub CommandButton1_Click()
```

```
Application.Worksheets(7).Range("W10") = Application.Worksheets(4).ComboBox3.Value
```

```
Dim objWks4 As Object
```

```
Set objWks4 = Application.Worksheets(4)
```

```
Application.Worksheets(4).Range("D15:D17") = ""
```

```
If Application.Worksheets(3).OptionButton1 = False Then
```

```
    viereitig gehaltene Wand
```

```
    objWks4.Range("D15") = Application.Worksheets(1).Range("G9") * Application.Worksheets(4).Range("D7") *
    Application.Worksheets(1).Range("G13") / 2
    objWks4.Range("D16") = Application.Worksheets(3).Range("M20")
    objWks4.Range("D17") = Application.Worksheets(3).Range("M21")
```

Berechnung Eigengewicht
Wand, Übernahme von
Werten aus Programm B3

```
    Berechnung vorhandene Spannung (Bruchebene parallel zur Lagerfuge)
```

```
    objWks4.Range("D29") = (objWks4.Range("D16") / (objWks4.Range("D7") * objWks4.Range("D7") / 6)) / 1000 *
    Application.Worksheets(2).Range("I7")
    objWks4.Range("O31") = (objWks4.Range("D17") / (objWks4.Range("D7") * objWks4.Range("D7") / 6)) / 1000 *
    Application.Worksheets(2).Range("I7")
```

```
    Berechnung zulässige Spannung (Bruchebene parallel zur Lagerfuge)
```

```
    If ComboBox2.Value = "nein" Then
```

```
        objWks4.Range("D30") = Application.Worksheets(3).Range("H12") / objWks4.Range("D19")
```

```
        objWks4.Range("O32") = Application.Worksheets(3).Range("H13") / objWks4.Range("D19")
```

```
    Else
```

```
        objWks4.Range("D30") = (Application.Worksheets(3).Range("H12") + Application.Worksheets(4).Range("D15") /
        Application.Worksheets(4).Range("D7") / 1000) / objWks4.Range("D19")
```

```
        objWks4.Range("O32") = Application.Worksheets(3).Range("H13") / objWks4.Range("D19")
```

```
    End If
```

```
    Nachweis Spannung (Bruchebene parallel zur Lagerfuge)
```

```
    If objWks4.Range("D29") < objWks4.Range("D30") Then
```

```
        objWks4.Range("D31") = "NACHWEIS ERFÜLLT"
```

```
        objWks4.Range("D31").Font.ColorIndex = 10
```

```
    Else
```

```
        objWks4.Range("D31") = "NACHWEIS NICHT ERFÜLLT"
```

```
        objWks4.Range("D31").Font.ColorIndex = 3
```

```
    End If
```

Berechnung vorhandene
und zulässige Spannung
in Bruchebene parallel
zur Lagerfuge, Nachweis

```
    Berechnung vorhandene Spannung (Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge)
```

```
    Steinversagen (ohne Fugenvermörtelung)
```

```
    objWks4.Range("K33") = 12 * objWks4.Range("D17") / objWks4.Range("D7") ^ 2 / 1000 / 2
```

```
    Fugenversagen (ohne Fugenvermörtelung)
```

```
    objWks4.Range("K29") = (3 * objWks4.Range("D17") * objWks4.Range("D8") / 100 / objWks4.Range("D7") / (objWks4.Range("D9") /
    100) ^ 2) / 1000 / 2
```

```
    Berechnung zulässige Spannung (Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge)
```

```
    Steinversagen
```

```
    Dim sinFaktorStein As Single
```

```
    If ComboBox1.Value = "Hohlblocksteine" Then
```

```
        sinFaktorStein = 0.025
```

```

ElseIf ComboBox1.Value = "Hochlochsteine" Then
sinFaktorStein = 0.033
ElseIf ComboBox1.Value = "Vollsteine" Then
sinFaktorStein = 0.04
End If

objWks4.Range("D13") = sinFaktorStein * objWks4.Range("D11")
objWks4.Range("K34") = sinFaktorStein * objWks4.Range("D11") * 0.5

If objWks4.Range("K34") < 0.75 Then
objWks4.Range("K34") = sinFaktorStein * objWks4.Range("D11") * 0.5 / objWks4.Range("D19")
Else
objWks4.Range("K34") = 0.75 / objWks4.Range("D19")
End If

```

Berechnung vorhandene
und zulässige Spannung
in Bruchebene senkrecht
zur Lagerfuge

Fugenversagen

```

Dim sinSigmaD As Single
If ComboBox2.Value = "ja" Then
sinSigmaD = objWks4.Range("D14") * objWks4.Range("D15") / objWks4.Range("D7") / 1000
Else
sinSigmaD = 0
End If

```

```

objWks4.Range("K30") = (Application.Worksheets(7).Range("X10") + sinSigmaD) * objWks4.Range("D9") / objWks4.Range("D8") / objWks4.Range("D19")

```

Nachweis Spannung (Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, Fugenversagen)

```

If objWks4.Range("K29") < objWks4.Range("K30") Then
objWks4.Range("K31") = "NACHWEIS ERFÜLLT"
objWks4.Range("K31").Font.ColorIndex = 10
Else
objWks4.Range("K31") = "NACHWEIS NICHT ERFÜLLT"
objWks4.Range("K31").Font.ColorIndex = 3
End If

```

Nachweis Spannung in
Bruchebene senkrecht zur
Lagerfuge, Fugenversagen

Nachweis Spannung (Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, Steinversagen)

```

If objWks4.Range("K33") < objWks4.Range("K34") Then
objWks4.Range("K35") = "NACHWEIS ERFÜLLT"
objWks4.Range("K35").Font.ColorIndex = 10
Else
objWks4.Range("K35") = "NACHWEIS NICHT ERFÜLLT"
objWks4.Range("K35").Font.ColorIndex = 3
End If

```

Nachweis Spannung in
Bruchebene senkrecht zur
Lagerfuge, Steinversagen

Nachweis Spannung (Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, nach EC6 ohne Differenzierung zwischen Fugen- und Steinversagen)

```

If objWks4.Range("O31") < objWks4.Range("O32") Then
objWks4.Range("O33") = "NACHWEIS ERFÜLLT"
objWks4.Range("O33").Font.ColorIndex = 10
Else
objWks4.Range("O33") = "NACHWEIS NICHT ERFÜLLT"
objWks4.Range("O33").Font.ColorIndex = 3
End If

```

Else

zweiseitig gehaltene Wand

```

Application.Worksheets(4).Range("D15") = Application.Worksheets(1).Range("G9") * Application.Worksheets(4).Range("D7") * Application.Worksheets(1).Range("G13") / 2
Application.Worksheets(4).Range("D16") = Application.Worksheets(3).Range("M20")

```

Berechnung vorhandenen Spannung (Bruchebene parallel zur Lagerfuge)

```

objWks4.Range("D29") = (objWks4.Range("D16") / (objWks4.Range("D7") * objWks4.Range("D7") / 6)) / 1000 * Application.Worksheets(2).Range("I7")

```

Berechnung zulässige Spannung (Bruchebene parallel zur Lagerfuge)

```

If ComboBox2.Value = "nein" Then
objWks4.Range("D30") = Application.Worksheets(3).Range("H12") / objWks4.Range("D19")
Else
objWks4.Range("D30") = (Application.Worksheets(3).Range("H12") + Application.Worksheets(4).Range("D15") / Application.Worksheets(4).Range("D7") / 1000) / objWks4.Range("D19")
End If

```

Nachweis Spannung (Bruchebene parallel zur Lagerfuge)

```

If objWks4.Range("D29") < objWks4.Range("D30") Then
objWks4.Range("D31") = "NACHWEIS ERFÜLLT"
objWks4.Range("D31").Font.ColorIndex = 10
Else
objWks4.Range("D31") = "NACHWEIS NICHT ERFÜLLT"

```

```
objWks4.Range("D31").Font.ColorIndex = 3  
End If
```

```
End If
```

```
End Sub
```

Private Sub CommandButton2_Click()

```
Application.Worksheets(4).Range("D15:D17") = ""  
Application.Worksheets(4).Range("D29:D30") = ""  
Application.Worksheets(4).Range("O31:O33") = ""  
Application.Worksheets(4).Range("K29:K37") = ""  
Application.Worksheets(4).Range("D13") = ""  
Application.Worksheets(4).Range("K29:K30") = ""  
Application.Worksheets(4).Range("D31") = ""  
End Sub
```

Private Sub Worksheet_Activate()

```
Application.Worksheets(4).Range("D7") = Application.Worksheets(1).Range("G10")
```

```
If Application.Worksheets(3).OptionButton1 = True Then  
Application.Worksheets(4).Range("F2") = "zweiseitig"  
ElseIf Application.Worksheets(3).OptionButton2 = True Then  
Application.Worksheets(4).Range("F2") = "vierseitig"  
Else  
Application.Worksheets(4).Range("F2") = "dreiseitig"  
End If  
End Sub
```

Private Sub Worksheet_SelectionChange(ByVal Target As Range)

```
End Sub
```

GSofistik - Programmcode zur Modellierung und Berechnung eines ausgefachten Rahmens

Der folgende Quelltext stellt die Modellierung und Berechnung eines einzelnen ausgefachten Rahmens unter Wirkung einer einzelnen Horizontallast dar. Er bildet die Grundlage für alle weiteren mit Hilfe der FE-Software Sofistik erstellten Modelle in dieser Arbeit.

+prog aqua urs:3

\$ Definition Material + Querschnitte

kopf Definition von Materialien und Querschnitten
echo quer voll

\$ Materialien

stah 1 S 235
beto 2 c 25
stah 3 bst 500sa
maue 4 mz 12 ii

\$ Material Profilstahl MNR 1
\$ Material Beton MNR 2
\$ Material Bewehrungsstahl MNR 3
\$ Material Mauerwerk MNR 4

\$ Querschnitte

prof 1 typ heb 300 mnr 1
prof 2 typ heb 300 mnr 1
prof 3 typ heb 300 mnr 1
qnr 4 mnr 2 bez Riegel-QS
let#br 0.3
let#hr 0.4
qp1 ; QP 1 0 0
2 #br 0
3 #br #hr
4 0 #hr

\$ Stahlprofiltyp Riegel oben QNR 1
\$ Stahlprofiltyp Stütze QNR 2
\$ Stahlprofiltyp Riegel unten QNR 3
\$ Stb.-QS Riegel QNR 4
\$ Breite Riegel [m] für QNR 4
\$ Höhe Riegel [m] für QNR 4
\$ Eckpunkte Stahlbetonquerschnitt

lbew 1 0.05 0.05 #br-0.05 0.05 -2 d 12
lbew 2 0.05 #hr-0.05 #br-0.05 #hr-0.05 -2 d 12
ubew 3.7 as 2 d 12

\$ Untere Bewehrung + Minstdurchmesser
\$ Obere Bewehrung + Minstdurchmesser
\$ Bügelbewehrung + Minstdurchmesser

qnr 5 mnr 2 bez Stützen-QS

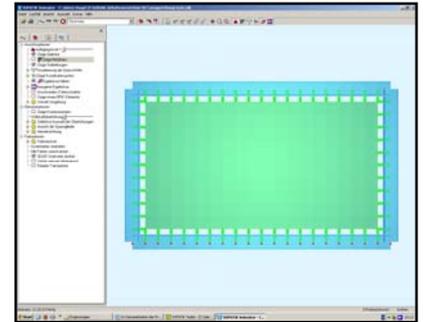
let#bs 0.3
let#hs 0.5
qp1 ; QP 1 0 0
2 #bs 0
3 #bs #hs
4 0 #hs

\$ Stb.-QS Stütze QNR 5
\$ Breite Stütze [m] für QNR 5
\$ Höhe Stütze [m] für QNR 5
\$ Eckpunkte Stahlbetonquerschnitt

lbew 1 0.05 0.05 #bs-0.05 0.05 -2 d 12
lbew 2 0.05 #hs-0.05 #bs-0.05 #hs-0.05 -2 d 12
ubew 3.7 as 2 d 12

\$ Untere Bewehrung + Minstdurchmesser
\$ Obere Bewehrung + Minstdurchmesser
\$ Bügelbewehrung + Minstdurchmesser

ende



+prog sofimsha urs:7

\$ Generierung des Systems

kopf Rahmen aus Stabelementen + Wand aus QUAD-Elementen

sys1 rahm

\$ System ebener Rahmen oder Scheibe

\$ Eingabewerte Abmessungen

let#ri 5.0
let#st 3.0
let#x 20
let#y 12
let#m 0.3

\$ Riegellänge [m]
\$ Stützenlänge [m]
\$ Anzahl Stababschnitte Riegel
\$ Anzahl Stababschnitte Stütze
\$ Dicke Mauerwerkswand [m]

let#r (#ri+1)
let#s (#st+1)
let#xx #ri/#x
let#yy #st/#y

\$ Hilfsvariable ein Knoten mehr als Stäbe
\$ Hilfsvariable ein Knoten mehr als Stäbe
\$ Hilfsvariable automatische Abschnittslänge
\$ Hilfsvariable automatische Abschnittslänge

\$ Rahmenriegel oben

knot (1 #x+1 1) (0 #xx) 0
let#a 1; let#b 2
loop (#x)
stab #a #a #b qnr 1
let#a #a+1; let#b #b+1

\$ Definition Knoten des Riegels oben, Abschnittslänge mind. 0.5m
\$ Startvariablen
\$ Schleifenanzahl, Beginn Schleife
\$ Definition Stäbe Riegel oben
\$ Hochzählen der Variable

```

endloop                                $ Ende Schleife

$ Rahmenstütze links
knot (100 99+#y 1) 0 (#yy #yy)         $ Definition Knoten der Stütze, Abschnittslänge mind. 0.5m
let#a 100; let#b 101; let#stabnr 101    $ Startvariablen
loop #y-1                                $ Schleifenanzahl, Beginn Schleife
stab #stabnr #a #b qnr 2                $ Definition Stäbe Stütze
let#a #a+1; let#b #b+1; let#stabnr #stabnr+1 $ Hochzählen der Variable
endloop                                  $ Ende Schleife
stab 100 1 100 qnr 2                    $ Definition Eckstab

$ Rahmenstütze rechts
knot (200 199+#y 1) #ri (#yy #yy)     $ Definition Knoten de Stütze, Abschnittslänge mind. 0.5m
let#a 200; let#b 201; let#stabnr 201   $ Startvariablen
loop #y-1                                $ Schleifenanzahl, Beginn Schleife
stab #stabnr #a #b qnr 2                $ Definition Stäbe Stütze
let#a #a+1; let#b #b+1; let#stabnr #stabnr+1 $ Hochzählen der Variable
endloop                                  $ Ende Schleife
stab 200 #x+1 200 qnr 2                 $ Definition Eckstab

$ Rahmenriegel unten
knot (100+#y 100+#y+#x-2 1) (#xx #xx) #yy*#y $ Definition Knoten des Riegels unten, Abschnittslänge mind. 0.5m
let#a 100+#y; let#stabnr 301           $ Startvariablen
loop (#x-2)                             $ Schleifenanzahl, Beginn Schleife
stab #stabnr #a #a+1 qnr 3              $ Definition Stäbe Riegel unten
let#a #a+1; let#stabnr #stabnr+1       $ Hochzählen der Variable
endloop                                  $ Ende Schleife
stab 300 99+#y 100+#y qnr 3             $ Definition Eckstab links
stab 300+#x-1 99+#y+#x-1 199+#y qnr 3  $ Definition Eckstab rechts

$ Auflagerdefinition Rahmenstützen
knot 99+#y fix pxy                       $ Definition linkes Auflager
knot 199+#y fix pxy                       $ Definition linkes Auflager

$ Auflagerdefinition Rahmenriegel unten
let#variable 1                            $ Linienlager JA=1, NEIN=0
if #variable
knot (100+#y 100+#y+#x-2 1) fix pxy      $ Definition Linienlager Rahmenriegel unten
else
endif

$ Generierung der Mauerwerkswand
let#k1 1001                               $ Zuordnung der 4 Eckknoten zu einer Variable
let#k2 1000+(#x-1)                       $ zur besseren Handhabung
let#k3 1000+(#x-1)*(#y-1)
let#k4 1000+(#x-1)*(#y-1)-(#x-2)

knot #k1 #xx #yy                          $ Definition Wandknoten links oben
knot #k2 #xx+#xx*(#x-2) #yy              $ Definition Wandknoten rechts oben
knot #k3 #xx+#xx*(#x-2) #yy*(#y-1)      $ Definition Wandknoten rechts unten
knot #k4 #xx #yy*(#y-1)                  $ Definition Wandknoten links unten
rand #k1 #k2 teil (#x-2)                 $ Unterteilung in Abschnitte horizontal
rand #k2 #k3 teil (#y-2)                 $ Unterteilung in Abschnitte vertikal
quad fit #k4 #k3 #k2 #k1 t #m mnr 4      $ Erzeugung der QUAD-Elemente

$ Federn
$ Eingabewerte Federsteifigkeiten
let#querdehnzahl 0.2                      $ Querdehnzahl Mörtel [-]
let#Emodul 3000000                        $ E-Modul Mörtel [kN/m²]
let#FL 0.015                              $ Federlänge [m] = Dicke Mörtelfuge
let#Gmodul #Emodul/(2+2*#querdehnzahl)   $ Schubmodul [kN/m²]
let#riss1 0.05                            $ Risslast Feder Riegel [kN]
let#riss2 0.05                            $ Risslast Feder Stütze [kN]
let#mue 0.35                              $ Reibbeiwert Wand(Mörtel)-Riegel(Stahl) [-]
let#c0 100                                $ Kohäsion bzw. Haftscherfestigkeit [kN/m²]
let#c1 #c0*#m*#ri/(#x-1)                 $ Kohäsion pro Feder im Riegel [kN]
let#c2 #c0*#m*#st/(#y-1)                 $ Kohäsion pro Feder in Stütze [kN]

$ Federsteifigkeiten
let#federPR #Emodul*#m*(#ri/(#x-1))/#FL   $ Berechnung Federsteifigkeit Cp Riegel-Wand
let#federPS #Emodul*#m*(#st/(#y-1))/#FL   $ Berechnung Federsteifigkeit Cp Stütze-Wand
let#federQR #Gmodul*#m*(#ri/(#x-1))/#FL   $ Berechnung Federsteifigkeit Cq Riegel-Wand
let#federQS #Gmodul*#m*(#st/(#y-1))/#FL   $ Berechnung Federsteifigkeit Cq Stütze-Wand

$ Federn zwischen Rahmenriegel (oben) und Wand
fede 1 2 1001 cp #federPR cq #federQR riss #riss1 mue #mue coh #c1 $ Eckfeder Riegel links

```

```

fede #x-1 #x 999+#x cp #federPR cq #federQR riss #riss1 mue #mue coh #c1          $ Eckfeder Riegel rechts
let#f1 0
loop #x-3
fede 500+#f1 3+#f1 #k3+1+#f1 cp #federPR cq #federQR riss #riss1 mue #mue coh #c1  $ Federn Riegel oben
let#f1 #f1+1
endloop

$ Federn zwischen Rahmenriegel (unten) und Wand
fede 800 100+#y #k4 cp #federPR cq #federQR riss #riss1 mue #mue coh #c1          $ Eckfeder Riegel links
fede 900 99+#y+#x-1 #k3 cp #federPR cq #federQR riss #riss1 mue #mue coh #c1     $ Eckfeder Riegel rechts
let#f1 0
loop #x-3
fede 801+#f1 101+#y+#f1 #k3+#x-3+2*(#y-3)+1+#f1 cp #federPR cq #federQR riss 1 mue #mue coh #c1  $ Federn Riegel unten
let#f1 #f1+1
endloop

$ Federn zwischen Rahmenstützen und Wand
fede 100 100 1001          cp #federPS cq #federQS riss #riss2 mue #mue coh #c2          $ Eckfeder oben Stütze links
fede 300 98+#y #k4          cp #federPS cq #federQS riss #riss2 mue #mue coh #c2          $ Eckfeder unten Stütze links
fede 200 1000+#x-1 200      cp #federPS cq #federQS riss #riss2 mue #mue coh #c2          $ Eckfeder oben Stütze rechts
fede 400 198+#y #k3          cp #federPS cq #federQS riss #riss2 mue #mue coh #c2          $ Eckfeder unten Stütze rechts
let#f2 0
loop #y-3
fede 600+#f2 101+#f2 #k3+(#x-3)+2*(#y-3)-#f2 cp #federPS cq #federQS riss #riss2 mue #mue coh #c2  $ Federn linke Stütze
fede 700+#f2 201+#f2 #k3+(#x-3)+1+#f2      cp #federPS cq #federQS riss #riss2 mue #mue coh #c2  $ Federn rechte Stütze
let#f2 #f2+1
endloop
ende

```

+prog sofiload urs:8

```

let#r 5.0
let#x 20
let#H 100
let#V 0000
let#xx #r/#x
If 1 bez Belastung_Rahmen FAKG 1.0
knot (1 #x+1 1) typ px #H/(#x+1)
knot 1 typ py #V
knot #x+1 typ py #V
ende

```

\$ Definition Lasten

```

$ Riegellänge [m]
$ Anzahl Stababschnitte Riegel
$ Horizontallast [kN]
$ Vertikallast pro Stütze [kN]
$ Definition Lastfall 1
$ H-Last als Linienlast verschmiert

```

+prog ase urs:2

```

syst prob nonl          $ Lineare(=line) / Nichtlineare(=nonl) Federn
syst iter 500           $ Anzahl der Iterationen
If 1 bez Belastung_Rahmen          $ zu berechnender Lastfall
$echo resi              $ Anzeigen der Restkräfte bei Iterationen
ende

```

-prog dyna urs:5

```

steu elf 4
steu fede 2              $ Lineare Federn(=0) / Nichtlineare(=2) Federn
step 499 0.02 5         $ Zeitintervalle für Integration
If 1 bez Horizontallast_Rahmen     $ zu berechnender Lastfall

funkt 0.0 0.00          $ Kurvenverlauf der Anregung
1.0 0.10                $ hier linearer Anstieg bis 100% der Last bei T=5s
2.0 0.20
3.0 0.30
4.0 0.40
5.0 0.50
6.0 0.60
7.0 0.70
8.0 0.80
9.0 0.90
10.0 1.00

hist ux 100 ; ux 200 ; PQ 509 ; P 600 ; P 702          $ Speicherung des zeitlichen Verlaufs gewünschter Größen
ausw my                                                  $ Auswertung von max. Schnittgrößen
ende

```


Anhang A6

Darlegung exemplarischer Rechengang mit Ergebnissen

- für das Modellgebäude aus Abschn.2.7

(nachgewiesene Zahlenwerte in Abb.A3.1 auf Seite 264)

Annahmen:

Geometrie: - siehe Anhang A3 auf Seite 263
 - Geschosszahl: 2
 - Profiltyp: HEA240
 - Dicke der Ausfachung: 24 cm

Material: - siehe Anhang A3 auf Seite 263
 - Steifigkeitsklasse 12
 - Mörtelgruppe IIIa
 - Vollziegel
 - Stahl S235

Vertikale Lasten: - Eigengewicht Gebäude (inkl. 30% Verkehrslast) $G = 3800 \text{ kN}$

Horizontale Lasten: - siehe Anhang A3 auf Seite 263

Berechnung der Ersatzstabdicke nach dem Verfahren Dawe/Seah

$$\lambda_C = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot h_a \cdot \sin 2\Theta}{4 \cdot E \cdot I_s \cdot d_a}} \quad \lambda_C = \sqrt[4]{\frac{6650 \cdot 3,00 \cdot \sin 2 \cdot 31}{4 \cdot 210000 \cdot 0,00007760 \cdot 0,24}} = 5,79$$

$$\lambda_B = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot b_a \cdot \sin 2\Theta}{4 \cdot E \cdot I_r \cdot d_a}} \quad \lambda_B = \sqrt[4]{\frac{6650 \cdot 5,00 \cdot \sin 2 \cdot 31}{4 \cdot 210000 \cdot 0,00007760 \cdot 0,24}} = 6,58$$

$$a_2 = a_4 = \frac{\pi}{1,5 \cdot \lambda_C} \quad a_2 = a_4 = \frac{\pi}{1,5 \cdot 5,79} = 0,36m$$

$$a_1 = a_3 = \frac{\pi}{1,5 \cdot \lambda_B} \quad a_1 = a_3 = \frac{\pi}{1,5 \cdot 6,58} = 0,32m$$

$$b_{e1} = a_2 \cdot \cos \Theta + a_1 \cdot \sin \Theta \quad b_e = 0,36 \cdot \cos 31 + 0,32 \cdot \sin 31 = 0,47m$$

$$b_{e2} = b_{e1} + 2 \cdot (0,5 \cdot l_d - l_{be1}) \cdot \tan \alpha \quad b_{e2} = 0,47 + 2 \cdot (0,5 \cdot 5,83 - 0,23) \cdot 0,21 = 1,59m$$

Ermittlung der Erdbebenlast für das Gebäude

Ermittlung erfolgt nach DIN 4149 (04.05), da in der entsprechenden iranischen Norm kein „Building Response Factor“ für ausgefachte Rahmen angegeben ist. Es wird lediglich die für den Iran geltende höhere Bodenbeschleunigung angesetzt.

$$\text{Ordinate des Bemessungsspektrums: } S_d(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} = 0,30 \cdot 1,0 \cdot 1,00 \cdot \frac{2,5}{2,0} = 0,375$$

$$\text{Gesamterdbebenkraft: } F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda = 0,375 \cdot 3800 \text{ kN} \cdot 0,85 = 1210 \text{ kN}$$

$$\text{Erdbebenlast je Scheibe } F_{bs} = F_b / 4 = 1210 \text{ kN} / 4 = 303 \text{ kN}$$

Verteilung der Erdbebenlast auf Geschossdecken

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad F_1 = 303 \text{ kN} \cdot \frac{950 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m}}{11400 \text{ kNm}} = 152 \text{ kN} \quad F_2 = 303 \text{ kN} \cdot \frac{1900 \text{ kN} \cdot 3 \text{ m}}{11400 \text{ kNm}} = 152 \text{ kN}$$

Ermittlung der Normalkraft im Ersatzstab

Berechnung der Normalkraft im Ersatzstab (Erdgeschoss) mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes (hier: „Frilo – Ebenes Stabwerk“)

$$\text{Ergebnis: } N = -357 \text{ kN}$$

Berechnung der Hauptspannungen und Spannungstransformation

$$\sigma_1 = \frac{D}{d_a \cdot b_e}$$

$$\sigma_2 = \mu \cdot \sigma_1$$

$$\sigma_{1\text{Mitte}} = \frac{-357000 \text{ N}}{240 \text{ mm} \cdot 1590 \text{ mm}} = -0,94 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2\text{Mitte}} = 0,30 \cdot 0,94 = 0,28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1\text{Ecke}} = \frac{-357000 \text{ N}}{240 \text{ mm} \cdot 470 \text{ mm}} = -3,16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2\text{Ecke}} = 0,10 \cdot (-3,16) = -0,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cdot \cos 2\phi + \tau_{21} \cdot \sin 2\phi \quad \sigma_x = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cdot \cos 2\phi - \tau_{21} \cdot \sin 2\phi$$

$$\tau_{zx} = -\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cdot \sin 2\phi + \tau_{21} \cdot \cos 2\phi$$

Wandmitte

$$\sigma_{zMitte} = \frac{0,28 - 0,94}{2} + \frac{0,28 + 0,94}{2} \cdot \cos 2 \cdot 31 = -0,04 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{xMitte} = \frac{0,28 - 0,94}{2} - \frac{0,28 + 0,94}{2} \cdot \cos 2 \cdot 31 = -0,61 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{zxMitte} = -\frac{0,28 + 0,94}{2} \cdot \sin 2 \cdot 31 = -0,54 \frac{N}{mm^2}$$

Wandecke

$$\sigma_{zEcke} = \frac{-0,32 - 3,16}{2} + \frac{-0,32 + 3,16}{2} \cdot \cos 2 \cdot 31 = -1,07 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{xEcke} = \frac{-0,32 - 3,16}{2} - \frac{-0,32 + 3,16}{2} \cdot \cos 2 \cdot 31 = -2,41 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{zxEcke} = -\frac{-0,32 + 3,16}{2} \cdot \sin 2 \cdot 31 = -1,25 \frac{N}{mm^2}$$

Ermittlung der Grenzschubspannungen - Schubspannungsnachweis

Bruchbedingungen Mann/Müller

$$|\tau_{krit1}| = c - \mu_R \cdot \sigma_z \quad |\tau_{krit2}| = \frac{\beta_z}{2,3} \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_z}{\beta_z}} \quad |\tau_{krit3}| = (\beta_{D,MW} + \sigma_z) \cdot \frac{\Delta y}{2 \cdot \Delta x}$$

Die kleinere Spannung σ_z in der Lagerfuge wird über den Faktor

$$\frac{1}{1 + \mu_R \cdot \eta} = \frac{1}{1 + 0,67 \cdot 1,0} = 0,60$$

berücksichtigt.

Wandmitte

$$|\tau_{krit1}| = (0,42 \cdot 0,60 - 0,67 \cdot 0,60 \cdot (-0,04)) \cdot \frac{1}{1,2} = 0,22 \frac{N}{mm^2}$$

$$|\tau_{krit2}| = \left(\frac{0,48}{2,3} \cdot \sqrt{1 - \frac{-0,04}{0,48}} \right) \cdot \frac{1}{1,2} = 0,18 \frac{N}{mm^2} \quad \leftarrow \text{maßgebend}$$

$$|\tau_{krit3}| = (5,96 + (-0,04)) \cdot 1,0 / 1,2 = 4,93 \frac{N}{mm^2}$$

vorh $\tau = 0,54 \text{ N/mm}^2 > 0,18 \text{ N/mm}^2 = \text{zul } \tau$ Nachweis nicht erfüllt

Wandecke

$$|\tau_{krit1}| = (0,42 \cdot 0,60 - 0,67 \cdot 0,60 \cdot (-1,07)) \cdot \frac{1}{1,2} = 0,56 \frac{N}{mm^2}$$

$$|\tau_{krit2}| = \left(\frac{0,48}{2,3} \cdot \sqrt{1 - \frac{-1,07}{0,48}} \right) \cdot \frac{1}{1,2} = 0,31 \frac{N}{mm^2} \quad \leftarrow \text{maßgebend}$$

$$|\tau_{krit3}| = (5,96 + (-1,07)) \cdot 1,0 / 1,2 = 4,08 \frac{N}{mm^2}$$

vorh $\tau = 1,25 \text{ N/mm}^2 > 0,31 \text{ N/mm}^2 = \text{zul } \tau$ Nachweis nicht erfüllt

Erweiterte Bruchbedingungen Mann

$$|\tau_{krit1}| = \underbrace{\frac{c - \mu_R \cdot \sigma_z}{1 + \mu_R \cdot \nu}}_{\text{Lagerfugenteil}} + \underbrace{\frac{\mu_R \cdot \nu \cdot (c_{SF} - \mu_{SF} \cdot \sigma_x)}{1 + \mu_R \cdot \nu}}_{\text{Stoßfugenteil}} \quad |\tau_{krit2}| = \underbrace{\frac{c_{SF} - \mu_{SF} \cdot \sigma_x}{2}}_{\text{Stoßfuge}} + \underbrace{\frac{\beta_Z}{2,3} \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_z + \sigma_x}{\beta_Z} + \frac{\sigma_z \cdot \sigma_x}{\beta_Z^2}}}_{\text{Stoßfuge+Lagerfuge}}$$

$$|\tau_{krit3}| = c_{SF} + \frac{\beta_{D,MW,z}}{\nu} + \sigma_z \cdot \left(\frac{1}{\nu} - \mu_{SF} \cdot \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \right)$$

Wandmitte

$$|\tau_{krit1}| = \left(\underbrace{\frac{0,42 - 0,67 \cdot (-0,04)}{1 + 0,67 \cdot 1,0}}_{\text{Lagerfugenanteil}} + \underbrace{\frac{0,67 \cdot 1,0 \cdot (0,28 - 0,67 \cdot (-0,61))}{1 + 0,67 \cdot 1,0}}_{\text{Stoßfugenanteil}} \right) \cdot \frac{1}{1,2} = 0,45 \frac{N}{mm^2} \quad \leftarrow \text{maßgebend}$$

$$|\tau_{krit2}| = \left(\underbrace{\frac{0,28 - 0,67 \cdot (-0,61)}{2}}_{\text{Stoßfuge}} + \underbrace{\frac{0,48}{2,3} \cdot \sqrt{1 - \frac{(-0,04) + (-0,61)}{0,48} + \frac{(-0,04) \cdot (-0,61)}{0,48^2}}}_{\text{Stoßfuge+Lagerfuge}} \right) \cdot \frac{1}{1,2} = 0,55 \frac{N}{mm^2}$$

$$|\tau_{krit3}| = \left(0,28 + \frac{5,96}{1,0} + (-0,04) \cdot \left(\frac{1}{1,0} - 0,67 \cdot \frac{-0,61}{-0,04} \right) \right) \cdot \frac{1}{1,2} = 5,5 \frac{N}{mm^2}$$

vorh $\tau = 0,54 \text{ N/mm}^2 > 0,45 \text{ N/mm}^2 = \text{zul } \tau$ Nachweis nicht erfüllt

Wanddecke

$$|\tau_{krit1}| = \left(\underbrace{\frac{0,42 - 0,67 \cdot (-1,07)}{1 + 0,67 \cdot 1,0}}_{\text{Lagerfugenanteil}} + \underbrace{\frac{0,67 \cdot 1,0 \cdot (0,28 - 0,67 \cdot (-2,41))}{1 + 0,67 \cdot 1,0}}_{\text{Stoßfugenanteil}} \right) \cdot \frac{1}{1,2} = 1,20 \frac{N}{mm^2} \quad \leftarrow \text{maßgebend}$$

$$|\tau_{krit2}| = \left(\underbrace{\frac{0,28 - 0,67 \cdot (-2,41)}{2}}_{\text{Stoßfuge}} + \underbrace{\frac{0,48}{2,3} \cdot \sqrt{1 - \frac{(-1,07) + (-2,41)}{0,48} + \frac{(-1,07) \cdot (-2,41)}{0,48^2}}}_{\text{Stoßfuge+Lagerfuge}} \right) \cdot \frac{1}{1,2} = 1,55 \frac{N}{mm^2}$$

$$|\tau_{krit3}| = \left(0,28 + \frac{5,96}{1,0} + (-1,07) \cdot \left(\frac{1}{1,0} - 0,67 \cdot \frac{-2,41}{-1,07} \right) \right) \cdot \frac{1}{1,2} = 5,65 \frac{N}{mm^2}$$

vorh $\tau = 1,25 \text{ N/mm}^2 > 1,20 \text{ N/mm}^2 = \text{zul } \tau$ Nachweis nicht erfüllt

Der Schubspannungsnachweis für die Ausfachung im Erdgeschoss kann weder in Wandmitte noch im Eckbereich erfüllt werden.

Normalspannungsnachweis vertikal

Wandmitte vorh $\sigma_z = 0,04 \text{ N/mm}^2 < 4,97 \text{ N/mm}^2 = 3,14 \cdot 1,9 / 1,2 = 3,14 \cdot \sigma_0 / \gamma_M$

Wandecke vorh $\sigma_z = 1,07 \text{ N/mm}^2 < 4,97 \text{ N/mm}^2 = 3,14 \cdot 1,9 / 1,2 = 3,14 \cdot \sigma_0 / \gamma_M$

Normalspannungsnachweis horizontal

Wandmitte vorh $\sigma_z = 0,61 \text{ N/mm}^2 < 1,49 \text{ N/mm}^2 = 3,14 \cdot 0,5 \cdot 1,9 / 1,2 = 3,14 \cdot 0,5 \cdot \sigma_0 / \gamma_M$

Wandecke vorh $\sigma_z = 2,41 \text{ N/mm}^2 < 2,48 \text{ N/mm}^2 = 3,14 \cdot 0,5 \cdot 1,9 / 1,2 = 3,14 \cdot 0,5 \cdot \sigma_0 / \gamma_M$

-für das Modellgebäude aus Abschn.3.5

(nachgewiesene Zahlenwerte in Abb.3.29 auf Seite 146)

Annahmen:

Geschosszahl:	5
Wandlagerung:	vierseitig
Wandhöhe:	2,80 m
Wandbreite:	4,50 m
Wanddicke:	0,24 m
Wandwichte:	10 kN/m ³
Steinart:	Hochlochziegel
Steinfestigkeitsklasse:	6
Steinhöhe:	24 cm
Überbindemaß:	15 cm
Orthotropiekoeffizient:	1,0
Mörtelgruppe:	Ila
Bodenbeschleunigung:	0,35g (Iran)
Eigenschwingdauer T_a :	0,05 s (Ausfachung)
Eigenschwingdauer T_1 :	0,55 s (Gebäude)

Nachweisführung für 3.Obergeschoss

Ermittlung der Erdbebenlast:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad \text{mit} \quad S_a = \frac{3a \cdot \left(1 + \frac{Z}{H_{tot}}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2}$$

$$S_a = \frac{3 \cdot 0,35 \cdot \left(1 + \frac{9,8}{14}\right)}{1 + \left(1 - \frac{0,05}{0,55}\right)^2} = 0,98 \quad F_a = \frac{0,98 \cdot 4,5 \cdot 2,8 \cdot 0,24 \cdot 10 \cdot 1,0}{2,0} = 14,8 \text{ kN}$$

Berechnung der Plattenbiegemomente in der Ausfachung

Ablesen der Biegemomentenkoeffizienten α_1 und α_2 aus Tafeln in [Jäg05b]

$$\alpha_1 = 0,038 \quad \alpha_2 = 0,038$$

Horizontale Flächenlast $q_d = 14,8 \text{ kN} / 2,8 \text{ m} / 4,5 \text{ m} = 1,17 \text{ kN/m}^2$

Biegemomente mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge

$$M_{Ed} = \alpha_1 \cdot q_d \cdot B^2 = 0,038 \cdot 1,17 \cdot 4,50^2 = 0,90 \text{ kNm}$$

Biegemomente mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge

$$M_{Ed} = \alpha_2 \cdot q_d \cdot B^2 = 0,038 \cdot 1,17 \cdot 4,50^2 = 0,90 \text{ kNm}$$

Biegespannungsnachweis

Nachweis mit Bruchebene parallel zu den Lagerfugen

$$\text{vorh. } f_{xd1} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot d_a \cdot l_a} + \frac{M_{Ed}}{d_a^2 / 6} = \frac{0,00001 \cdot 4500 \cdot 2800 \cdot 240}{240 \cdot 4500} + \frac{900000 \cdot 6}{240^2 \cdot 1000} = 0,08 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\text{zul. } f_{xk1}}{\gamma_M} = \frac{0,10}{1,2} = 0,08 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{vorh} f_{xd1} = \text{zul} f_{xd1} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Nachweis mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen

a) Fugenversagen
$$vorh.f_{xd2} = \frac{3 \cdot M_{Ed} \cdot h}{d_a \cdot \ddot{u}^2} = \frac{3 \cdot 0,90 \cdot 0,24}{0,24 \cdot 0,15^2} = 0,06 \frac{N}{mm^2}$$

$$zul.f_{xd2} = f_{vko} \cdot \frac{\ddot{u}}{h} \cdot \frac{1}{\gamma_M} = 0,18 \cdot \frac{15}{24} \cdot \frac{1}{1,2} = 0,09 \frac{N}{mm^2}$$

$$vorh.f_{xd2} < zul.f_{xd2} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

b) Steinversagen
$$vorh.f_{xd2} = \frac{12 \cdot M_{Ed}}{d_a^2} = \frac{12 \cdot 0,90}{0,24^2} = 0,09 \frac{N}{mm^2}$$

$$zul.f_{xd2} = \frac{f_{sk2}}{\gamma_M} = \frac{0,10}{1,2} = 0,08 \frac{N}{mm^2}$$

$$vorh.f_{xd2} > zul.f_{xd2} \quad \text{Nachweis nicht erfüllt}$$

Nachweis Plattenschub

$$V_{Ed} = q_d \cdot l_{Ausfachung} / 2 = 1,17 \cdot 4,5 / 2 = 2,6 kN / m$$

$$V_{Rd} = (f_{vko} \cdot d_a) / \gamma_M = (0,18 \cdot 1000 \cdot 120) / 1,2 = 18 kN / m$$

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Anhang A7

Idealisierung der Kontaktfuge im FE-Modell - Ergänzung zu Annahmen auf Seite 54

- zu Abschnitt 2.4.1 „Parameteruntersuchungen zur Horizontalsteifigkeit ausgefachter Rahmen nach Ausbildung der Druckdiagonale - Annahmen“

Die Kontaktfugen wurden mit Hilfe der FE-Software Sofistik durch Federelemente mit nichtlinearen Eigenschaften modelliert (siehe auch Programmcode im Anhang A5 – Teil C). Die Federn sind jeweils im Abstand der Länge der Stababschnitte von Riegel bzw. Stiel zwischen Rahmen und Ausfachung angeordnet. Jede Feder ist durch eine Hauptrichtung und durch zwei Federkonstanten definiert (**Abb.xy**). Die Wirkungsrichtung der Feder ergibt sich aus der Differenz der zwei Knoten K1 und K2.

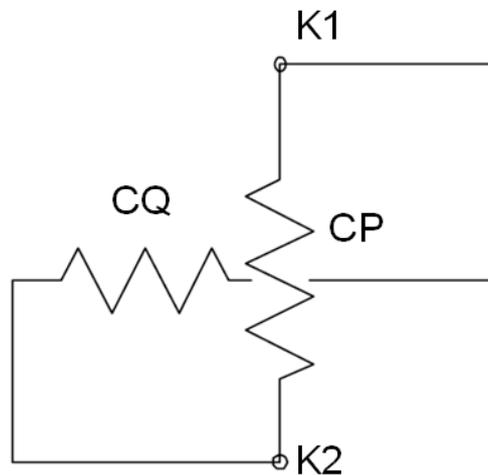


Abb.A7.1 – Kenngrößen Federelement

Die Größen der Federkonstanten CP und CQ werden folgendermaßen ermittelt:

Die Federkonstante in der Wirkungsrichtung ergibt sich für eine Einzelfeder aus:

$$CP = E\text{-Modul} \cdot \text{Einflussfläche} / \text{Bezugslänge} \text{ [kN/m]}.$$

Die Federkonstante senkrecht dazu ergibt sich für eine Einzelfeder aus:

$$CQ = G\text{-Modul} \cdot \text{Einflussfläche} / \text{Bezugslänge} \text{ [kN/m]}.$$

Für den Elastizitätsmodul E und den Schubmodul G werden die Werte von Mörtel angesetzt. Die Bezugslänge entspricht der Dicke der Kontaktfuge (Annahme: 1,5 cm).

Die Einflussflächen für eine Einzelfeder in der horizontalen (**Abb.xy**) bzw. vertikalen Kontaktfuge ergeben sich aus:

Horizontalfuge: Länge Ausfachungswand x Dicke Ausfachungswand / (Anzahl Riegelabschnitte – 2)

Vertikalfuge: Höhe Ausfachungswand x Dicke Ausfachungswand / (Anzahl Stielabschnitte – 2).

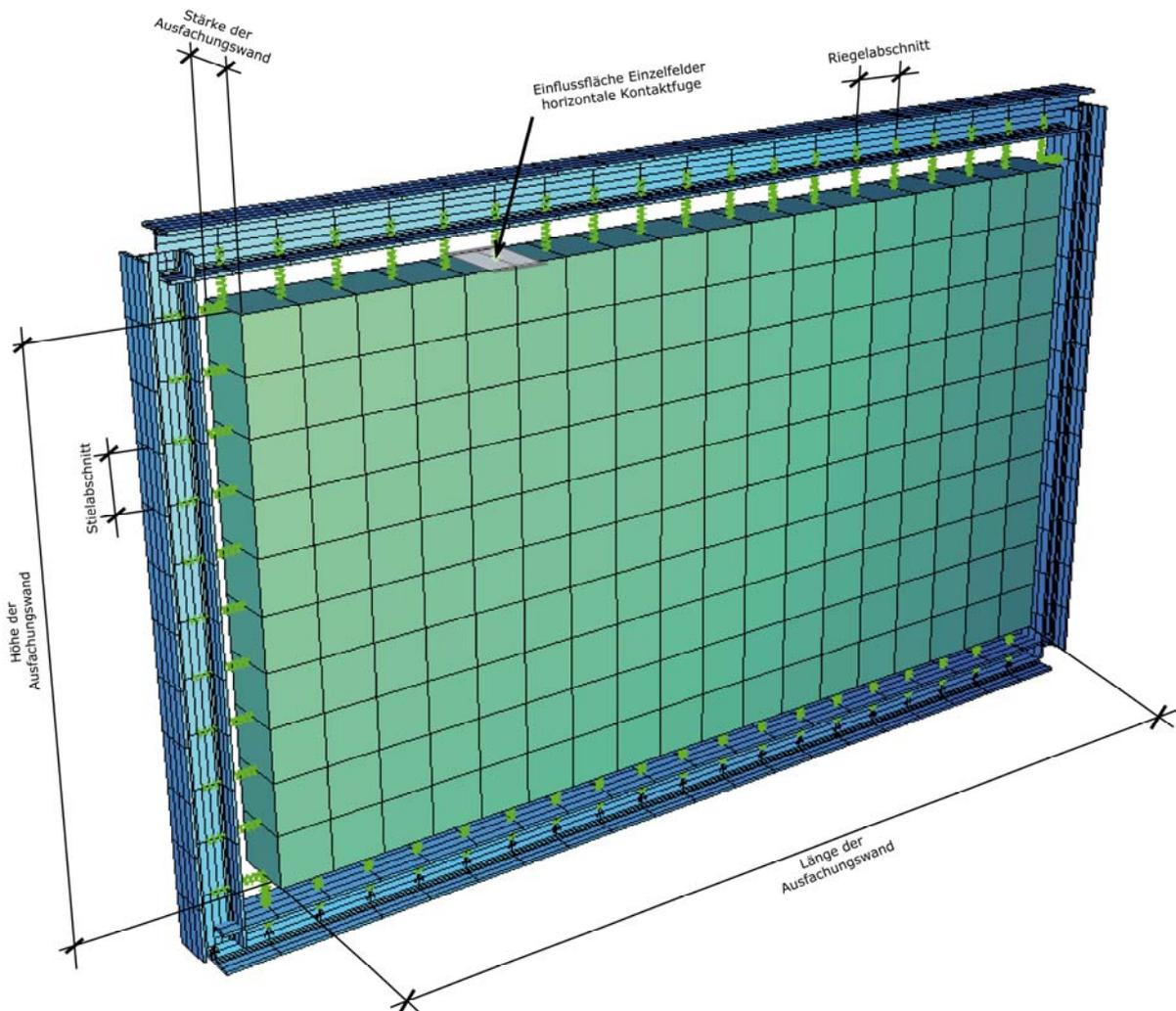


Abb.A7.2 – Bezeichnungen Ermittlung Einflussfläche

Zusätzlich wurden allen Federn folgende nichtlineare Eigenschaften zugeordnet:

- Risslast: Bei Erreichen der Risslast in Wirkungsrichtung fällt die Feder in Wirkungsrichtung und senkrecht dazu aus. Die Risslast ist immer eine Zugkraft (Annahme: $f_{xk1}=0,01 \text{ N/mm}^2$).
- Reibbeiwert (Annahme: $\mu = 0,35$) und Kohäsion (Annahme: $f_{vko} = 0 \text{ N/mm}^2$): Die Feder kann in Querrichtung keine größeren Kräfte übertragen als Reibbeiwert x Federdruckkraft + Kohäsion.

Anhang A8

Vergleichsberechnung Ersatzstabmodell – FE-Modell auf Seite 70

- zu Abschnitt 2.5.1 „Vereinfachte Ermittlung der vorh. Spannungen in den Ausfachungen“

Anhand eines dreigeschossigen Rahmensystems mit Ausfachungen (**Abb.8.1**) wurden Ergebnisse der vereinfachten Berechnung mittels Ersatzstabmodell mit denen eines diskreten FE-Modells verglichen. Es wirken horizontale Einzellasten von jeweils 100 kN pro Geschoss.

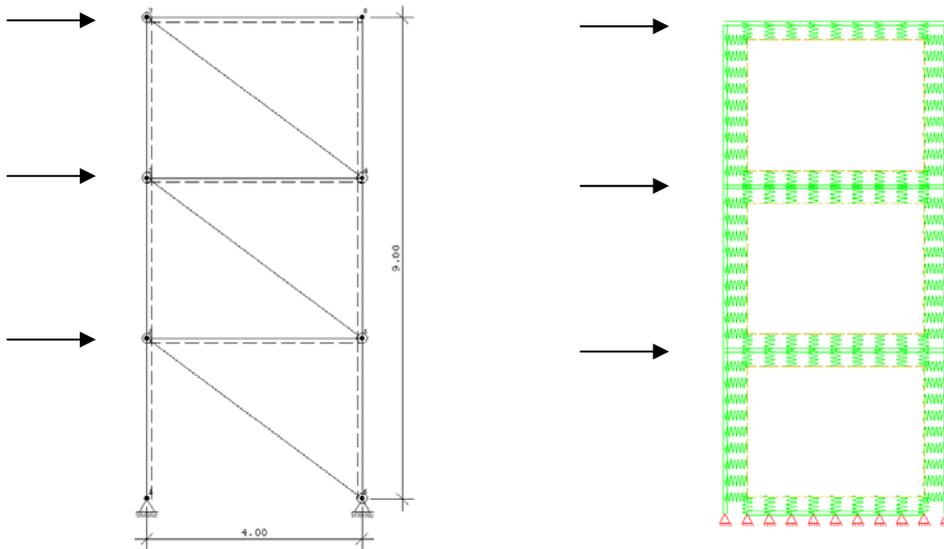


Abb.A8.1 – Systembilder nach Frilo (links) und Sofistik (rechts)

Die Verformungsbilder unter Horizontallast sind in **Abb.8.2** dargestellt. Die Horizontalverschiebung am Wandkopf beträgt in beiden Modellen 16 mm.

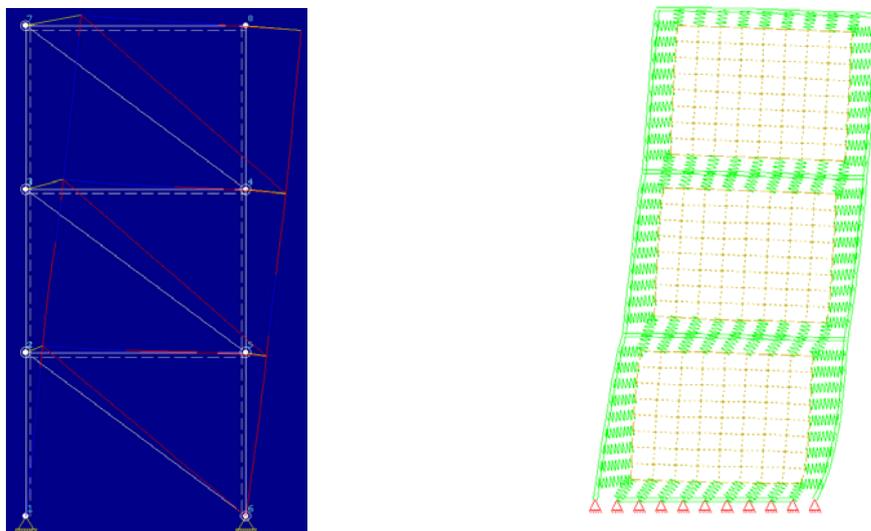


Abb.A8.2 – Verformungsfiguren nach Frilo (links) und Sofistik (rechts)

Die Stabkraftberechnung nach Frilo unter der angesetzten Belastung ergab für den Ersatzstab im Erdgeschoss eine Längsdruckkraft von 317 kN (**Abb.8**).

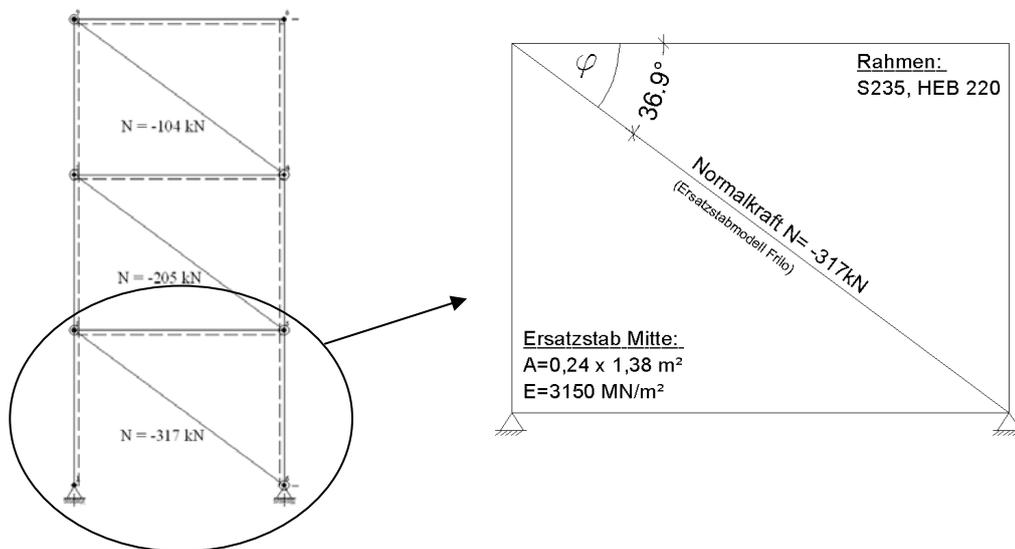


Abb.A8 – Annahmen und Berechnung der Längskraft im Ersatzstab mit Frilo

Die Berechnung der Hauptnormalspannungen in der Ausfachung nach Abschn.2.5.1 (Formeln auf S.8) ergeben:

$$\sigma_1 = \frac{D}{d_a \cdot b_e} = \frac{-317 \text{ kN}}{24 \text{ cm} \cdot 138 \text{ cm}} = -0,096 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -0,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Druck})$$

$$\sigma_2 = \mu \cdot \sigma_1 = -0,30 \cdot -0,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = +0,287 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Zug})$$

Die Vergleichsberechnung mit einem FE-Modell ergab für die Hauptspannungen in Wandmitte mit $\sigma_1 = -0,9 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_2 = 0,30 \text{ N/mm}^2$ (**Abb.8**) im Vergleich zum Ersatzstabmodell nur um maximal 5 % abweichende Werte. Die Genauigkeit des Ersatzstabmodells im Vergleich zum FE-Modell wird gerade im Hinblick auf den Eingabeaufwand als ausreichend erachtet. In den Ecken der Ausfachungen existieren beim FE-Modell Bereiche mit hoher Lastkonzentration (Spannungsspitzen) und einer großen Streuung der Zahlenwerte. Diesem Nachteil von FE-Modellen kann entweder mit einer verfeinerten Elementierung der betroffenen Bereiche oder mit Vereinfachungen wie z.B. dem Verschmieren mehrerer Zahlenwerte entgegengewirkt werden.

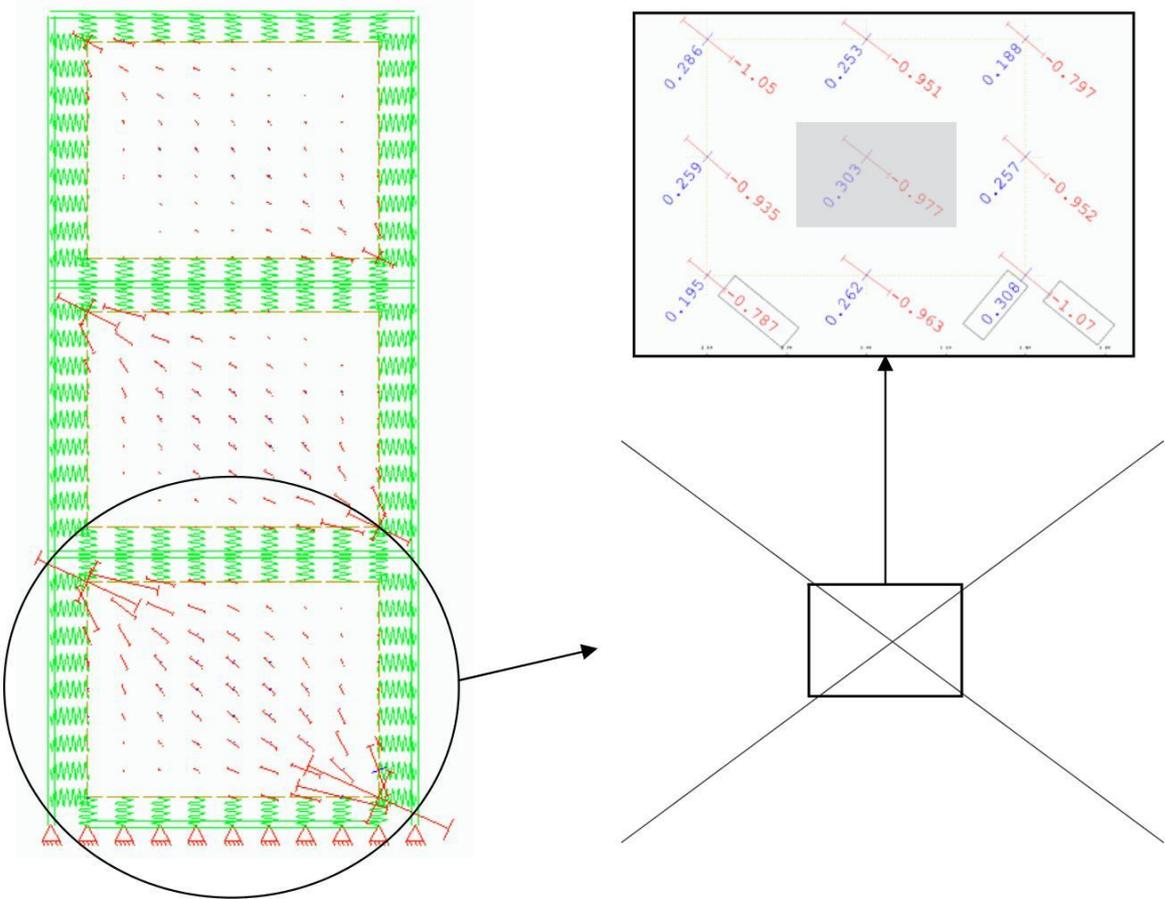


Abb.A8.4 – Darstellung der Hauptspannungstrajektorien in den Knotenpunkten