
Master's Thesis

The use of artificial neural networks in the study of reinforced concrete frames with masonry infill under horizontal loading

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Einsatz von künstlichen neuronalen Netzwerken bei der Untersuchung von Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung unter Horizontallast

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

von

Daniel-Philipp Nica, BSc

Matr.Nr.: 01126259

unter der Anleitung von

Univ.-Prof. i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch**

Dipl.-Ing. Dr.techn. **Amel Karic**

Institut für Hoch- und Industriebau
Forschungsbereich Hochbau und Gebäudeerhaltung
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/210-02, A-1040 Wien

Wien, April 2023

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei meinen Betreuern, Univ. Prof. i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch und Univ. Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Amel Karic bedanken, die mich richtungsweisend während meiner Arbeit begleitet haben und mir die Chance ermöglicht haben, mich in einem selbstausgewählten Interessensgebiet zu vertiefen.

Mein größter Dank gilt meinen Eltern, die immer an mich geglaubt haben und mir von Kindheit an ein Vorbild waren. Ohne ihre finanzielle Unterstützung und motivierenden Worten wäre es mir nie möglich gewesen mit 19 Jahren von Rumänien, Arad in die Hauptstadt Österreichs zu ziehen und mich an einer renommierten Universität für ein Studium meiner Wahl zu inskribieren. Ihrer Aufopferung ist es geschuldet, dass es mir möglich war einem Beruf nachzugehen, den ich tagtäglich mit Freude ausübe.

Meinem Bruder Alexander danke ich für unsere gemeinsame Studienzeit und dafür, dass wir alle großen Ereignisse im Leben miteinander teilen.

Abschließend danke ich meiner Ehefrau Melanie für ihren immerwährenden Beistand insbesondere während des Verfassens meiner Diplomarbeit und weil sie immer für mich da ist.

Kurzfassung

Stahlbetonskelettkonstruktionen mit Mauerwerksausfachungen erfreuen sich weltweit hoher Beliebtheit und sind zugleich häufig in erdbebenaktiven Regionen vorzufinden. Aufgrund der miteingehenden Risiken nahm die Erforschung von Ausfachungsmauerwerk in den letzten siebzig Jahren einen hohen Stellenwert in wissenschaftlichen Untersuchungen ein. Der Einfluss der Mauerwerksausfachung auf die Rahmenkonstruktion inmitten eines starken Erdbebenereignisses stellt ein hoch nichtlineares Problem dar. Die Nichtlinearität ist auf die Wechselwirkung zwischen dem nachgiebigen Stahlbetonrahmen und dem steifen Mauerwerksscheiben zurückzuführen, die sich an den horizontalen Lastabtrag der Erdbebenkräfte beteiligen. Trotz der intensiven Auseinandersetzungen mit dieser komplexen Problematik, besteht in der Wissenschaftsgemeinschaft derzeit kein Konsens hinsichtlich der Berücksichtigung dieses Einflusses. Dies spiegelt sich auch in dem Versäumnis der Europäische Norm Eurocode EN 1998-1:2013 wider, eine Berechnungsmethode für die explizite Berücksichtigung des Ausfachungsmauerwerkes in der Erdbebenbemessung zur Verfügung zu stellen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Potenzial von Künstlichen Neuronalen Netzwerken (KNN) für das Vorantreiben der Forschung hinsichtlich der angeführten Problemstellung überprüft. Zu diesem Zweck wurden eine analytische Untersuchung mithilfe der Methode von Stafford Smith, B. und Carter, C. [17] und eine Untersuchung unter Einsatz eines KNN durchgeführt, um das Tragverhalten von mehreren ebene Stahlbetonrahmensystemen mit Mauerwerksausfachung zu bestimmen. Durch die aufgestellten Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass das KNN in der Lage ist, das Tragverhalten des Ausfachungsmauerwerkes mit einer Genauigkeit von bis zu 88 % vorauszusagen. Somit können KNN einen wichtigen Beitrag zur Erforschung einer praxistauglichen Berechnungsmethode leisten, die den komplexen Einfluss der Mauerwerksausfachung auf die Rahmenkonstruktion erfasst und abbildet.

Abstract

Reinforced concrete frame structures with masonry infill are very common worldwide and are also frequently found in earthquake-prone regions. Due to the associated risks, research on infill masonry has been of high importance within the scientific community for the last seventy years. The influence of masonry infill on the frame structure during the event of a strong earthquake is a highly nonlinear problem. The non-linearity is due to the interaction between the flexible reinforced concrete frames and the rigid masonry infills, which participate in the horizontal load transfer of the seismic forces. Despite intensive studies on this complex issue, there is currently no consensus among researchers on how to account for this influence. This is also reflected in the failure of the European Standard Eurocode EN 1998-1:2013 to provide a calculation method for explicitly considering infill masonry in seismic design. This thesis examined the potential of Artificial Neural Networks (ANN) for advancing research on the aforementioned issue. For this purpose, an analytical analysis using the method of Smith, B. und Carter, C. [17] and an analysis using an ANN were carried out to determine the load-bearing behaviour of several plane reinforced concrete frame systems with masonry infill. By comparing the results of these two analyses, it was found that the ANN can predict the load-bearing behaviour of infill masonry with an accuracy of up to 88 %. Hence, ANN can be used in further efforts of finding a practical calculation method that records and models the complex influence of the masonry infill on the frame construction.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	7
1.1	Allgemeines	7
1.1.1	Mauerwerk als Baustoff im Massivbau	7
1.1.2	Mauerwerk als Ausfachung im Skelettbau	7
1.2	Eingrenzende Definition-Ausfachungsmauerwerk/eingefasstes Mauerwerk..	8
1.3	Problemstellung	9
1.4	Ziel der Arbeit	11
1.5	Vorgehensweise	13
2	Unbewehrtes Mauerwerk unter Druck- und Schubbeanspruchung.....	14
2.1	Allgemeines	14
2.2	Versagensmodell nach Mann/Müller	16
2.2.1	Versagensmechanismen	17
2.2.2	Versagen durch Klaffen der Lagerfuge	17
2.2.3	Versagen der Lagerfuge durch Reibungsverlust.....	18
2.2.4	Versagen des Mauersteins auf Zug	20
2.2.5	Versagen des Mauerwerks auf Druck.....	21
2.3	Versagensmodell nach Ganz	22
3	Ausfachungsmauerwerk unter Schubbeanspruchung	23
3.1	Allgemeines	23
3.2	Stand der Forschung	26
3.2.1	Allgemeines	26
3.2.2	Versagensmechanismen	27
3.2.3	Anfänge der wissenschaftlichen Auseinandersetzungen	29
3.2.4	Makromodellierung	30
3.2.5	Makromodellierung – Modelle mit mehreren Streben	37
3.2.6	Mikromodellierung	41
3.2.7	Zusammenfassung der Modellierungsstrategien für Ausfachungen.....	46
3.3	Stand der Normung	48
3.3.1	Eurocode EN 1998-1:2013	48
3.3.2	FEMA 356.....	49

3.4	Herausforderungen beim Erfassen und Modellieren des Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerken.....	51
3.4.1	Tragfähigkeitsanalyse mittels Traglastverfahren der Plastizitätstheorie	51
3.4.2	Ermittlung der Druckstrebenbreite im Zuge der Makromodellierung.....	54
3.4.3	Das grundlegende Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes.....	60
3.4.4	Das zyklische Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes.....	64
3.4.5	Das Vorhandensein von Öffnungen im Ausfachungsmauerwerk.....	69
3.5	Exkurs: Ermittlung der einwirkende horizontale Erdbebenkräfte.....	72
3.5.1	Allgemeines.....	72
3.5.2	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren.....	76
4	Künstliche Neuronale Netzwerke (KNN).....	78
4.1	Allgemeines.....	78
4.2	Funktionsweise von künstlichen neuronalen Netzwerken	79
4.3	Arten von künstlichen neuronalen Netzwerken	82
4.4	Arten des Maschinellen Lernens.....	83
4.5	Einsatz von künstlichen neuronalen Netzwerken.....	84
5	Analytische Untersuchung.....	85
5.1	Einführung.....	85
5.2	Untersuchung.....	86
5.3	Ergebnisse.....	98
5.3.1	Beziehung der Horizontalkraft H zur Horizontalverschiebung u	99
5.3.2	Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H	102
5.3.3	Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H	105
5.3.4	Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u	108
5.3.5	Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H	111
5.3.6	Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalverschiebung u 114	
6	Untersuchung unter Einsatz von künstlichen neuronalen Netzwerken.....	118
7	Conclusio	127

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

1.1.1 Mauerwerk als Baustoff im Massivbau

Ein beachtlicher Anteil an Massivbauten weltweit besteht heutzutage aus Mauerwerk, weil diese Technologie in der Errichtung von Bauwerken weit zurückdatiert werden kann. Da Steine, bzw. Rohstoffe, aus denen die künstlichen Mauern hergestellt werden, aufwendig zu transportieren waren, wurden Mauerwerksbauten in der Vergangenheit meistens mit den am Ort gewonnenen Natursteinen oder produzierten Mauersteinen errichtet. Aufgrund der geringen Herstellungskosten und des breiten Rohstoffspektrums, kommt das Mauerwerk überall auf der Welt zum Einsatz. Eine Mauerwerkswand erfüllt die statischen und bauphysikalischen Erfordernisse sehr gut. Aus diesem Grund ist dieser Baustoff nach wie vor im Wohnbau sehr beliebt. Der schichtenweise Aufbau des Mauerwerks ermöglicht eine hohe Freiheit in der Gestaltung und einen zügigen Arbeitsablauf. Im Vergleich zu anderen Bauweisen erfordert der Mauerwerksbau ein geringeres Ausmaß an Knowhow in der Herstellung [1].

Mauerwerk ist ein Material, das nur Druckkräfte aufnehmen kann und das sich für die Ausführung von vertikalen Bauteilen eignet. Aus diesem Grund müssen horizontale Bauteile aus Mauerwerk durch ihre Formgebung die Entstehung von Zugkräften in ihrer Struktur verhindern. Durch Ausführungen von Gewölben, Tonnen, Kuppeln usw. war es in der Vergangenheit möglich Öffnungen zu überwinden. Massive Deckenkonstruktionen aus Mauerwerk werden heutzutage selten ausgeführt. Vielmehr kommt heute das Mauerwerk im Wohnbau als Wandkonstruktion in Kombination mit Holz- und Stahlbetondecken zum Einsatz [1].

Vor dem Zeitalter des Stahl- und Stahlbetonbaus, erfolgte die Dimensionierung der Mauerwerksbauteile nach historisch bewährten Vorschriften, welche Anforderungen an Wandstärken gestellt haben. Um wettbewerbsfähig gegenüber anderer Konstruktionsweisen zu bleiben, hat sich der Mauerwerksbau in den letzten 50 Jahren weiterentwickelt. Die Veröffentlichung von normativ detaillierten Bemessungskonzepten und die Präsenz von etlichen neu entwickelten Produkten aus Mauerwerk bezeugen diese andauernde Entwicklung [1].

1.1.2 Mauerwerk als Ausfachung im Skelettbau

Ausfachungen aus Mauerwerk sind in Hochbaukonstruktionen, die in Skelettbauweise ausgeführt sind, zu finden. Diese Bauweise hat den großen Vorteil, dass sie eine freie und flexible Grundrissgestaltung gewährleistet [2], [3]. Ein räumliches Rahmentragwerk, bestehend aus Stützen und Trägern, muss im Stande sein, die auftretenden Vertikal- und Horizontalkräfte aufzunehmen. Aus statischer Sicht können somit die inneren Trennwände und die Außenwände solcher Bauten nichttragend sein. Nichttragende Wände können in Form von Trockenbauwänden oder ausgemauerten Wänden vorkommen. In den europäischen mediterranen und balkanischen Ländern wurden in der Vergangenheit

aus mehreren Gründen oft die Gebäudehülle und die Raumeinteilung von Skelettbauten aus Mauerwerk ausgebildet [4]. Einige dieser Gründe sind: die Verfügbarkeit des Mauerwerks, die exzellenten schalldämmenden, wärme- und brandschutztechnischen Eigenschaften, die gute Wärmespeicherfähigkeit, die Dauerhaftigkeit des Mauerwerks und seine Fähigkeit Raumfeuchtigkeit gut auf- und abzugeben [3], [5].

1.2 Eingrenzende Definition-Ausfachungsmauerwerk/eingefasstes Mauerwerk

Der Normen definieren in Allgemeinen zwei Begriffe, die ein zusammengesetztes Konstruktionselement, bestehend aus einer Rahmenkonstruktion und einer Mauerwerkscheibe, beschreiben. Diese Begrifflichkeiten sind: Ausfachungsmauerwerk und eingefasstes Mauerwerk. Für die Begriffsdefinition ist der Herstellungsprozess entscheidend. Wenn der Stahl- bzw. ausgehärtete Stahlbetonrahmen zum Zeitpunkt des Baus der Ausfachung schon vorhanden ist, spricht man von Ausfachungsmauerwerk. Da das Ausfachungsmauerwerk nach den Montage- bzw. Betonierarbeiten hergestellt wird, beteiligt es sich grundsätzlich nicht an die vertikale Lastabtragung der Gesamtkonstruktion. Das eingefasste Mauerwerk hingegen, tritt nur in Kombination nur mit Stahlbeton auf und leitet vertikale Kräfte ab, da er zum Zeitpunkt der Betonierarbeiten schon errichtet ist [6], [7], [8]. Herstellungstechnisch wirkt das eingefasste Mauerwerk zum Teil als Schalung für das Betonieren und reduziert somit im Vergleich zum Ausfachungsmauerwerk den Aufwand der Schalungsarbeiten. Während bei dem Ausfachungsmauerwerk im Allgemeinen das Mauerwerk ohne Vorhandensein einer Fuge, direkt gegen die Rahmenkonstruktion gemauert wird, entsteht bei eingefasstem Mauerwerk durch das spätere Vergießen des Betons eine Verzahnung in der Kontaktfläche des Mauerwerks mit dem Beton [5], [6]. Die Bauteile aus Stahlbeton sind im Fall von eingefasstem Mauerwerk meistens gleich stark wie die Ausfachung. Bei einem Ausfachungsmauerwerk sind auch massivere Ausführungen der Stahl- bzw. Stahlbetonbauteile zu finden.

Das eingefasste Mauerwerk agiert wie eine tragende Wand und muss die auftretenden Vertikallasten aufnehmen können, ohne zu versagen. Gegenüber dem konventionellen Mauerwerksbau kann er in Kombination mit den Einfassungselementen höheren Horizontalkräften standhalten. Aus diesem Grund und aus wirtschaftlichen Überlegungen wurde das eingefasste Mauerwerk vermehrt in der Vergangenheit in erdbebenaktiven Regionen im Mehrgeschossbau eingesetzt [5]. Bei Bauten, wo aufgrund der Geschossanzahl das Mauerwerk den Beanspruchungen nicht mehr standhalten könnte, ist man auf Skelettbauten mit Ausfachungsmauerwerk oder Stahlbetonbauten ausgewichen.

Analog zu Mauerwerkswänden, deren Schubtragfähigkeit vom Belastungsniveau in vertikaler Richtung abhängt, kann das eingefasste Mauerwerk mehr Schubkräfte aufnehmen, wenn es gleichzeitig Druckkräfte aufnimmt [9]. Statisch-konstruktiv gesehen, kann es im Ausfachungsmauerwerk auch zu Schubbeanspruchungen kommen, wenn Horizontalkräfte über die Kontaktfläche von Rahmen zur Ausfachung weitergeleitet werden.

Es ist anzumerken, dass diese Arbeit nur die Untersuchung von Stahlbetonrahmen mit Ausfachungsmauerwerk beinhaltet.

1.3 Problemstellung

Mauerwerksausfachungen in Skelettbauten werden in der Ingenieurpraxis als nichttragende Elemente gesehen, obwohl sie das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion im Lastfall Erdbeben maßgeblich beeinflussen können. Die Steifigkeit eines solchen Tragwerks kann sich verändern, wenn sich die Ausfachungen unplanmäßig an dem horizontalen Lastabtrag der Erdbebenkräfte beteiligen [10], [11], [12].

Um die Interaktion zwischen dem Tragwerk und den Ausfachungen zu erläutern, bietet sich ein Vergleich zwischen einem ebenen Rahmen und einem ebenen, mit Mauerwerk ausgefachten Rahmen an. Wenn ein Rahmen ohne Ausfachung horizontal beansprucht wird, nimmt er die Horizontalkräfte an und leitet sie in den Auflagern weiter, indem er sich aus seiner Ausgangslage seitlich verformt. Das Verformungsbild der Rahmenelemente ist im Allgemeinen von Biegung geprägt, d.h. der Lastabtrag erfolgt durch Biegebeanspruchung des Rahmenquerschnittes. Die Nachgiebigkeit des Rahmes hängt von der Biegesteifigkeit der Rahmenstiele bzw. der Rahmenriegel ab. Rahmen sind meistens Bestandteile von schlanken Skelettkonstruktionen und verhalten sich somit in ihrem horizontalen Tragverhalten nachgiebig [11]. Die Tragmechanismen funktionieren bei einer Mauerwerkswand, die durch Erdbebenlasten beansprucht wird, anders. Hier rufen die einwirkenden Horizontalkräfte Schubbeanspruchungen in der Mauerwerkswand hervor. Da der Lastabtrag auf dieser Art erfolgt, sind die seitlichen Verformungen, einer auf Schub beanspruchten Mauerwerkswand, sehr gering. Eine Mauerwerksausfachung verhält sich ähnlich zu einer Mauerwerkswand und kann im Lastfall Erdbeben als ein aussteifendes Bauteil gesehen werden.

Wenn ein ausgemauerter Rahmen unter horizontaler Belastung steht, kommt es wegen des Steifigkeitsunterschiedes zu einer Interaktion zwischen dem Rahmen und der Ausmauerung. In der frühen Phase der Belastung kann sich der Rahmen, der als weiches Element gilt, nicht frei verformen und stützt sich an die Ausfachung. Dieser stützende Effekt entsteht, indem sich entlang der Ausfachungsdiagonale eine Druckstrebe ausbildet. Diese Druckstrebenwirkung der Ausfachung, die in der Praxis meistens vernachlässigt wird, erhöht somit wesentlich die Steifigkeit eines Rahmens und verändert das angenommene Tragverhalten des ausgefachten Rahmens [10], [11].

Der beschriebene Effekt tritt in räumlichen Rahmentragwerken auf, die nachträglich ausgemauert wurden. Solche Konstruktionen weisen meistens in der Realität eine höhere Steifigkeit vor als in der Planung angenommen. Dieses Versäumnis, die Ausfachungen zu berücksichtigen kann im Falle eines Erdbebens zu gravierenden Folgen führen [10], [13].

Der **Eurocode EN 1998-1:2013** [8] schreibt vor, dass Ausfachungen zu berücksichtigen sind, gibt aber keine praktischen Ansätze wie dies zu erfolgen hat. Aufgrund eines fehlenden Bemessungskonzeptes, das den Einfluss der Ausfachungen auf ein Rahmentragwerk abbildet, beschränkt sich der Eurocode lediglich auf Regelungen und Empfehlungen [10], [11], [14] Durch diese Vorschriften soll verhindert werden, dass die angrenzenden Bauteile durch die Wechselwirkung mit den Ausfachungen versagen und dass die

Verteilung der Ausfachungen im Grundriss und im Aufriss die Standsicherheit des Gesamttragwerkes negativ beeinflusst. Außerdem soll noch verhindert werden, dass sich Ausfachungen derart aus der Ebene verformen, sodass sie herausfallen [5].

Die US-amerikanischen Richtlinien **FEMA 273** [15] aus Jahr 1997 und **356** [16] aus Jahr 2000 hingegen, beinhalten ein Bemessungskonzept, das die Bestimmung der Eigenschaften der äquivalenten Mauerwerksdruckstrebe auf analytischem Weg ermöglicht. Dieser Ansatz beruht auf die von **Stafford Smith, B. und Carter, C.** in den 70er Jahren vorgestellte Methode [17], in der die Ausfachung als Makroelement bzw. als Druckstrebe mit konstantem Querschnitt abgebildet ist. Die Materialeigenschaften der Druckstrebe werden in diesem Modell gleich den Eigenschaften der Ausfachung angenommen. Da der äquivalente Druckstab gleich stark wie die Ausfachung ist, zielt dieser Ansatz auf die Ermittlung der Ersatzbreite des Druckstabes [14]. Nach **Stafford und Carter** ist die Ersatzbreite der Druckstrebe über die Zeit nicht konstant, sondern sie nimmt mit dem Fortschritt der Belastung ab. Die Abnahme dieses Parameters soll das nichtlineare Verhalten der Mauerwerksausfachung vereinfacht abbilden [14], [17]. Die Verwendung dieses Ansatzes ermöglicht unter gewissen Annahmen die Bestimmung der horizontalen Verschiebung eines ebenen, mehrgeschossigen und -feldrigen Rahmentragwerkes mit Mauerwerksausfachungen. Neben der Steifigkeit einer solchen Konstruktion, kann auch die Tragfähigkeitsgrenze bestimmt werden, an der das erste Element in der Konstruktion versagt [17].

Die **FEMA-Richtlinie 356** erwähnt, dass die Steifigkeits- und Tragfähigkeitsberechnung einer ausgefachten Rahmenkonstruktion auch mittels Finite Elemente Methode erfolgen kann [16]. Bei diesem Ansatz handelt es sich um eine Abbildung der Ausfachung auf Mikro-Ebene. Aspekte, die durch die Makro-Modellierung der Ausfachung als eindimensionale Druckstrebe nicht abgebildet werden konnten, können hier in der Untersuchung miteinbezogen werden. Mit Hilfe wissenschaftlicher FEM-Software kann zum Teil das nichtlineare Verhalten des Mauerwerkes, die Wechselwirkung in der Kontaktfläche zwischen der Ausmauerung und dem Rahmen, die zyklische Natur der Erdbebenlast, die auftretenden Versagensmechanismen und das Vorhandensein von Öffnungen genauer abgebildet werden. Diese numerischen Untersuchungen sind jedoch wegen der vielen schwierig und teils nur durch Versuche zu ermittelnden Parameter, sehr aufwändig durchzuführen. Wegen ihrer Komplexität werden FEM-Modelle in erster Linie für Forschungszwecke verwendet. Die neuen Erkenntnisse dieser Simulationen sind allerdings wichtig für die Weiterentwicklung der Bemessungskonzepte, die auf einer Makro-Modellierung beruhen [4], [14].

Trotz aller Bemühungen der letzten Jahrzehnte in diesem Forschungsbereich, hat bis jetzt kein Bemessungskonzept im Eurocode Eingang gefunden, der den Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf Rahmentragwerke beschreibt. Die oben genannten Aspekte, die eine Mikro-Modellierung eines einzigen ausgefachten Rahmens so komplex machen und die zum Teil in der Praxis willkürliche Verteilung dieser Konstruktionselemente im Grundriss und im Aufriss, erschweren einen Konsens über einen einheitlichen Lösungsansatz in dieser Problematik [18].

Es besteht die Notwendigkeit zur weiteren Entwicklung dieses Themengebietes, damit die Tragwerksplaner*innen in Europa zukünftig auf einen praxistauglichen Lösungsansatz, der den Einfluss des Ausfachungsmauerwerks auf Skelettbauten berücksichtigt, zugreifen können. Die Erdbeben des letzten Vierteljahrhunderts in Griechenland (Parnitha, 1999 und Lefkada 2003), Italien (L'Aquila, 2009 und Reggio Emilia, 2012) und Albanien (2019) haben gezeigt, dass Ausfachungen von Rahmentragwerken besonders schadensanfällig sind. Auch wenn die Rahmenkonstruktion im Erdbebenfall größtenteils unbeschädigt bleibt und die Ausfachung nicht aus der Ebene kippt, spielt die Schadensbegrenzung in der Ausfachung eine wirtschaftliche Rolle für die Reparatur der Schäden [3], [5].

1.4 Ziel der Arbeit

Mit dem Fortschritt der Soft Computing Techniken der letzten 30 Jahre, hat der Zweig, der sich mit Künstlichen Neuronen Netzwerken (KNN) befasst, den Eingang in vielen Forschungsbereichen, inklusive in Material- und Ingenieurwissenschaft, gefunden. Insbesondere in Forschungsfragen, wo man aufgrund der Komplexität auf analytischem oder numerischem Weg nur bedingt zu Lösungsansätzen kommt, können KNN einen Beitrag zum Vorantreiben der Forschung leisten. Die Berücksichtigung des Einflusses des Ausfachungsmauerwerks auf Rahmentragwerke gehört zu den Angelegenheiten, die wegen ihrer Komplexität schwierig zu durchschauen sind. Backpropagation neuronaler Netzwerke, d.h. mehrschichtiger Netzwerke mit feedforward-Eigenschaften, die auf einen Fehlerrückführungs-Algorithmus basieren, eignen sich meistens für die Untersuchung der Problemfelder der Bauingenieurwissenschaften. Solche Netzwerke stellen eine nicht-lineare Beziehung zwischen den Eingabe- und Ausgabewerten des Netzes dar, indem sie die Gewichte der Neuronen aus den verborgenen Schichten anpassen. Da diese Art von Lösungsfindung nicht auf eine explizite Beschreibung des funktionalen Zusammenhangs zwischen Input und Output abzielt, sondern auf eine Abschätzung, kommt sie in der Beschreibung von Problemstellungen mit hoch nichtlinearen Beziehungen zum Einsatz [19].

Einige Forscher, die sich in den letzten Jahren mit dem Erdbebenverhalten von ausgefachten Rahmentragwerken beschäftigten, setzten künstliche neuronale Netzwerke in ihren Forschungsarbeiten ein, um dieses spezifische Fachgebiet voranzutreiben. Nach **P. G. Asteris et al.** [20], [21] lässt sich mithilfe von KNN die Druckfestigkeit von Mauerwerk und die Grundschwingungsdauer von ausgefachten Rahmentragwerken zuverlässig vorausbestimmen.

Sipos et al. [22] hat 113 Versuche von einfeldrigen, eingeschossigen Rahmentragwerken mit Ausfachungsmauerwerk, die zwischen 1958 und 2012 veröffentlicht wurden, in einer Datenbank zusammengefasst. Auf Basis dieser Datensätze hat er ein künstliches neuronales Netzwerk geschaffen, welche geometrische und mechanische Parameter des Stahlbetonrahmens und der Ausfachungsmauerwerke als Inputwerte hatte. Das erhaltene KNN war im Stande das Tragverhalten des ausgefachten Stahlbetonrahmes unter horizontaler Beanspruchung mit einer Fehlertoleranz von unter 10% vorauszusagen. Das anhand von Versuchen, über die Jahre ermittelte Verhalten des ausgefachten Stahlbeton-

rahmens lag häufig als Kraft-Dehnungs-Diagramm vor. Das Tragverhalten ist im Allgemeinen von drei Phasen geprägt. In der ersten Phase weist der ausgefachte Stahlbetonrahmen eine sehr hohe Steifigkeit auf. Aus diesem Grund ist die seitliche Verschiebung in der Anfangsphase gering. Die hohe Steifigkeit ist auf das gemeinsame Wirken des Stahlbetonrahmens mit der Ausfachung zurückzuführen. Die zweite Phase beginnt ab dem Zeitpunkt, wo die Schubübertragung in der Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausfachung nicht mehr vorhanden ist. Als Folge des Schlupfes in der Kontaktfläche leistet der Rahmen ab diesem Belastungsniveau, getrennt von der Ausmauerung, Widerstand gegen die Horizontalkraft. Durch die Interaktion mit dem Rahmen nimmt die Ausfachung jedoch die immer größer werdende Kraft über ihre Druckstrebewirkung auf. Aufgrund der Rissentstehung in der Ausfachung nimmt gleichzeitig die Steifigkeit des Gesamtsystems ab. Die aufnehmbare Horizontalkraft ist am größten kurz vorm Versagen der Ausmauerung. Der Ausfall der Ausfachung kennzeichnet das Ende der zweiten Phase. Wenn kein Stahlbetonelement bis zu diesem Zeitpunkt versagt hat, beteiligt sich in der dritten Phase nur mehr der Stahlbetonrahmen an dem horizontalen Lastabtrag. Die ersten zwei Phasen wurden von **Sipos et al.** durch eine idealisierte bilineare Kurve approximiert [22]. Diese Kurve ist in Sipos Arbeit im Kraft-Dehnungsdiagramm durch zwei Punkte definiert. Der erste Punkt kennzeichnet das Lastniveau mit der dazugehörigen seitlichen Verschiebung, an dem der Schlupf auftritt. Das Lastniveau und die Verschiebung, die sich kurz vorm Versagen des Druckstreben einstellen, definieren den zweiten Punkt. **Sipos et al.** hat das Verhalten von ausgemauerten Stahlbetonrahmen unter Einsatz eines KNN vorausgesagt, indem er als Output diese zwei Punkte der idealisierten bilinearen Kurve ermittelt hat. In einer darauffolgenden Arbeit [23] hat **Sipos et al.** aufbauend auf [22] veranschaulicht, dass künstliche neuronale Netzwerke auch für die Abschätzung von Rahmentragwerken mit mehreren Feldern und Stockwerken geeignet sind.

Ziel dieser Arbeit ist es, eine Untersuchung von ebenen ausgefachten Stahlbetonrahmen, mit bis zu drei Feldern und drei Stockwerken, unter Horizontallast durchzuführen. Die Untersuchung soll die Eignung von künstlichen neuronalen Netzwerken für die Abschätzung des Tragverhaltens von ausgemauerten Stahlbetonrahmen prüfen. Diese Arbeit basiert nicht auf Versuchsergebnissen, sondern auf einer analytischen Untersuchung mit der Methode von **Stafford und Carter** [17]. Anhand der Berechnungen wird die von den ausgefachten Stahlbetonrahmenkonstruktion maximal aufnehmbare Horizontalkraft ermittelt. Die maximale Last stimmt mit der Last, die sich beim Versagenseintreten des ersten Konstruktionselementes einstellt, überein. Als Ergebnis der Untersuchung soll auch die zugehörige horizontale Verschiebung des Gesamtsystems ermittelt werden. In Folge der analytischen Berechnung sollen Datensätze für eine Untersuchung von ausgefachten Stahlbetonrahmen mithilfe von künstlichen neuronalen Netzwerken gewonnen werden. Das erreichte Lastniveau beim Versageneintritt und die zugehörige horizontale Verschiebung des ausgefachten Stahlbetonrahmens sollen unter Einsatz von KNN abgeschätzt werden. Durch einen Vergleich von durch KNN abgeschätzten Ergebnisparametern mit analytisch ermittelten Ergebnissen soll die Eignung von KNN, das Tragverhalten von ausgemauerten Rahmenkonstruktionen zu beschreiben, aufgezeigt werden.

1.5 Vorgehensweise

Als Grundlage für weiterführende Erläuterungen, wird im zweiten Kapitel das Tragverhalten von unbewehrtem Mauerwerk beschrieben. Wenn das Mauerwerk einer Druck- oder Schubbeanspruchung ausgesetzt wird, versagt es unter gewissen Umständen. Im Zuge dieses Kapitels werden die meistverbreitetesten Versagensmodelle im deutschsprachigen Raum vorgestellt.

Das dritte Kapitel schafft die Grundlage, die das Tragverhalten von ausgemauerten Rahmentragwerken beschreibt und bietet einen Überblick über den aktuellen Forschungsstand an. Weiters hebt es die Herausforderungen hervor, die beim Modellieren des Ausfachungsmauerwerkes und durch Wechselwirkungen mit den Stahlbetonrahmen auftreten. Außerdem werden die Lösungsansätze, die sich über die Jahre in diesem Forschungsbereich etabliert haben und die in unterschiedlichen Normen Einzug gefunden haben, präsentiert. Auf die Ermittlung der Erdbebenkräfte nach der vereinfachten Antwortspektrumverfahren wird am Ende des Kapitels eingegangen.

Im vierten Kapitel wird die Funktionsweise von künstlichen neuronalen Netzwerken, die auf eine Backpropagation bzw. einen Fehlerrückführungs-Algorithmus beruhen, erläutert.

Das fünfte Kapitel beinhaltet die Untersuchung des Tragverhaltens von ausgemauerten Stahlbetonrahmen mit der Methode von **Stafford und Carter** [17]. Es werden dabei ebene ausgefachte Stahlbetonrahmen mit bis zu drei Feldern und drei Stockwerken, unter Variation des Höhe-Breite Verhältnisses, der Beton- und Stahlgüte, der Träger- und Stützenabmessungen, des Bewehrungsgrades und der Mauerwerksart und -stärke untersucht. Ziel ist es, eine Datenbank mit all diesen Parameter-Anordnungen zu schaffen. Jede Anordnung soll die geometrischen und mechanischen Eigenschaften als Eingabewert, die maximal aufnehmbare Horizontallast und die zugehörige horizontale Verschiebung der ausgemauerten Rahmenkonstruktion als Ausgabewert haben.

Als nächstes wird im sechsten Kapitel über das künstliche neuronale Netzwerk, das im Tensorflow mit Keras API programmiert wird, berichtet. Das open-source Programm Tensorflow mit Keras API wird für Maschinelles Lernen verwendet. Das Programmieren des KNN erfolgt in dieser Arbeit in der Programmiersprache Python. Das KNN wird mithilfe eines Großteils der erzeugten Datensätze aus dem fünften Kapitel trainiert, um das Tragverhalten von ebenen ausgemauerten Stahlbetonrahmen mit maximal drei Feldern und drei Stockwerken abzuschätzen. Um die Zuverlässigkeit des künstlichen neuronalen Netzwerkes prüfen zu können, wird der übrig gebliebene Anteil der Datensätze für das Verifizieren und Validieren des Netzwerkes verwendet. Die Ausgabewerte der Validierungsdatsätze, die anhand der analytischen Untersuchung ermittelt wurden, werden am Ende des Kapitels denen, die unter dem Einsatz von KNN abgeschätzt wurden, gegenübergestellt. Dieser Vergleich soll die Eignung von künstlichen neuronalen Netzwerken für die Bestimmung des Tragverhaltens von ausgemauerten Rahmenkonstruktionen darstellen.

Im letzten Kapitel sind die Schlussfolgerungen einer Auseinandersetzung mit dieser Thematik zu finden.

2 Unbewehrtes Mauerwerk unter Druck- und Schubbeanspruchung

2.1 Allgemeines

Der Mauerwerksbau hat überall auf der Welt lange Tradition. Trotz dieser Tatsache und trotz des Bestrebens nach einem Berechnungsansatz zur Vorhersage der Mauerwerksfestigkeit unter Druck- und Schubbeanspruchung, galt das Bruchkriterium von Coulomb lange Zeit als einziges Werkzeug zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit des Mauerwerkes. Aufgrund der geringeren Festigkeiten des früher verwendeten Mörtel war eine Bemessung von schubtragfähigen Mauerwerksscheiben mittels Bruchkriterium von Coulomb zufriedenstellend. Bei der Erreichung ihrer Tragfähigkeit wiesen die meisten schubbeanspruchten Mauerwerkswände aufgrund der geringen Mörtelfestigkeiten Brüche entlang der Fugen auf. Im modernen Mauerwerksbau kommen hingegen Mörtel mit höheren Festigkeiten zum Einsatz, die einen positiven Einfluss auf das Schubtragverhalten von Mauerwerkswänden haben [24].

Lastabtragende Wände aus modernem Mauerwerk können in Richtung ihrer Längsachse signifikante Horizontalkräfte aufnehmen. Die Mechanismen der horizontalen Lastabtragung sind bei Aussteifungswänden aus unbewehrtem Mauerwerk komplexer als bei Stahlbetonwänden. Diese Komplexität ist der Tatsache geschuldet, dass Mauerwerk nur begrenzt Zugkräfte aufnehmen kann. Die Fähigkeit einer Mauerwerksscheibe, Horizontalkräfte aus Wind oder Erdbeben aufzunehmen und sie in die Fundamente weiterzuleiten, hängt von vielen Aspekten ab. Diese Aspekte sind nicht nur materieller (Festigkeitsparametern) oder ausführungstechnischer Natur (Verbandsausbildung), sondern auch lastspezifischer Natur, d.h. der herrschende Lastzustand in Axialrichtung ist für die Bestimmung der Schubtragfähigkeit und die daraus folgenden Versagensmechanismen einer Mauerwerkswand entscheidend. Aus diesem Grund ist die Herleitung von universell gültigen Bedingungen für das Versagen des Mauerwerkes sehr aufwendig. In Anbetracht dieser Tatsache haben sich einige Autoren bemüht Versagensbedingungen für das Mauerwerk unter zweidimensionaler, mehraxialer Beanspruchung zu formulieren [25].

Page et. al. [26], [27], [28] hat ein umfangreiches Testprogramm zur Ermittlung des Tragverhalten von Mauerwerken unter zweiaxialer Beanspruchung durchgeführt. Im Zuge der Untersuchungen wurde eine große Anzahl von Probekörpern im Maßstab 1:2 aus Vollziegel-Mauerwerk mit unterschiedlicher Neigung der Lagerfuge in Bezug auf die Horizontale unter einer einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung getestet. Darüber hinaus wurde ein Teil der Probekörper einer kombinierten Zug/Druck-Beanspruchung und zweiaxialer Druckbeanspruchung ausgesetzt. Wie sich die Art der Belastung und die Neigung der Lagerfuge im Allgemeinen auf das Versagensaufkommen der Mauerwerksprobekörper auswirkte wird in *Abbildung 1* dargestellt. Außerdem ist anzumerken, dass bei der zweiaxialen Beanspruchung das Verhältnis zwischen der Vertikalkraft und der Horizontalkraft variiert wurde. Dieses Verhältnis beeinflusst neben der Neigung der Lagerfuge die Art des Versagens maßgeblich. Hohe Vertikalkräfte führen im Grunde zu hohen Nor-

malspannungen im Mauerwerk, die häufiger ein Steinversagen hervorrufen können. Geringe Vertikalkräfte führen hingegen zu geringen Normalspannungen im Mauerwerk, die bei hohen Neigungen der Lagerfuge ein Fugenversagen begünstigen [25], [26].

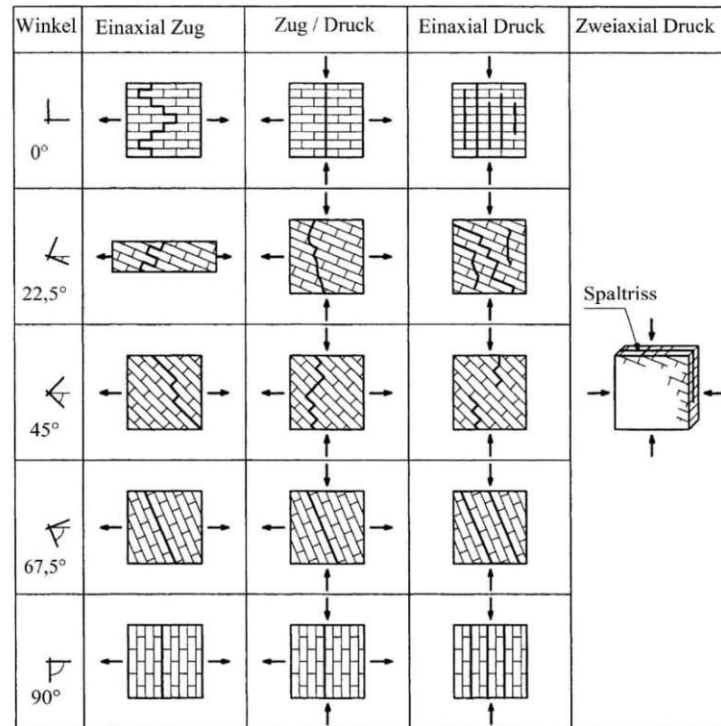


Abb. 1: Das Rissbild der Mauerwerk-Versuchskörper in Abhängigkeit von der Belastungsart und -winkel nach Page [28]

Die Ergebnisse der Untersuchungen von Page et. al. sind für die Druck-Druck-Bearbeitung links in *Abbildung 2* und für die Zug-Druck-Bearbeitung in der Mitte der *Abbildung 2* als Bruchhüllkurven in Abhängigkeit von den Normalspannungskomponenten in beide Richtungen und von der Neigung der Lagerfuge dargestellt. Aus den Normalspannungskomponenten der Beziehungen der Bruchhüllkurven wurden von Page et. al. die Normalspannungen und die Schubspannungen im Bezug auf die Lagerfuge des Mauerwerks ermittelt. Mithilfe dieser ermittelten Werte wurde eine Versagensbedingung formuliert, die rechts in *Abbildung 2* zu sehen ist [25], [28].

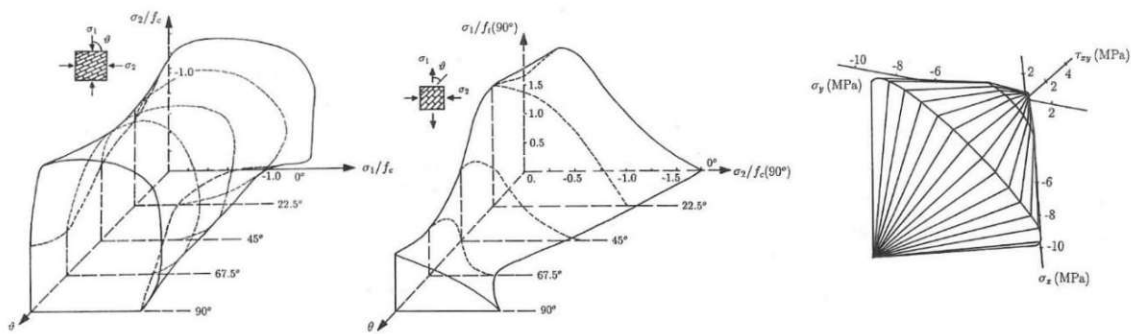


Abb. 2: Experimentelle Bruchhüllkurven bei Druck-Druck-Beanspruchung (links), bei Zug-Druck-Beanspruchung (mitte) und die daraus resultierende Versagensbedingung (rechts) nach **Page** [26], [27], [28]

Die Ermittlung der Tragfähigkeit einer auf Schub beanspruchten Mauerwerksscheibe beruht in den meisten europäischen Länder auf den, in den 80er Jahren von **Mann und Müller** [29] entwickelten theoretischen Ansatz. Diese Überlegungen haben die Bemessungsnorm für Mauerwerk - **Eurocode 6** [30] in der Formulierung der Scheibenschub-Problematis maßgeblich beeinflusst.

2.2 Versagensmodell nach Mann/Müller

Das Modell nach **Mann und Müller** [29] ermöglicht die Bestimmung der Schubtragfähigkeit, indem es versucht, die möglichen Versagensmechanismen zu erfassen. Es ist anzumerken, dass die Definition der unterschiedlichen Versagensmechanismen nicht trivial ist. Gründe dafür sind die Zusammensetzung des Mauerwerkes, seiner Unfähigkeit Zugkräfte aufzunehmen und das gleichzeitige Auftreten von Horizontal- und Vertikallasten. Das Versagensmodell nach **Mann und Müller** ist im Stande die Mechanismen der horizontalen Lastabtragung im Mauerwerk zu beschreiben, weil es die Komplexität der Modellbildung durch eine Reihe von Annahmen reduziert. Einige dieser Annahmen sind: das Länge-Höhe-Verhältnis der Steine entspricht dem Wert 2, das Überbindemaß ist halb so lang wie der Stein, im Mauerwerk sind nur Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge und Schubspannungen in Richtung der Lagerfuge vorhanden. Weiters sind die Normalspannungen in den Lagerfugen infolge einer Vertikallast über die Steinhälften konstant verteilt. Durch die Horizontalkraft hervorgerufenen Schubspannungen sind über die Länge der Lagerfuge gleichmäßig verteilt und in den Stoßfugen werden keine Kräfte übertragen. Mithilfe dieser Annahmen können bei einer Wandscheibe, die unter Druck- und Schubbeanspruchung steht, die Gleichgewichtsbeziehungen am Wandelement und an Einzelsteinen formuliert werden (siehe *Abbildung 3*) [31].

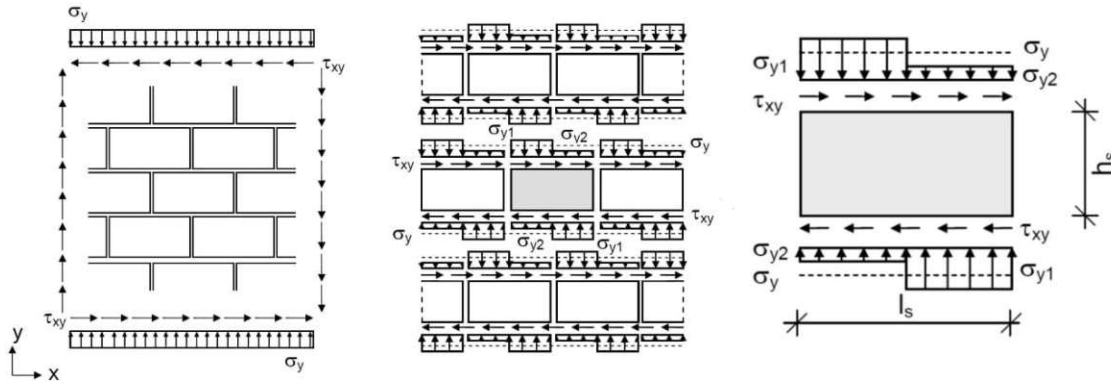


Abb. 3: Mauerwerk unter Druck- und Schubbeanspruchung, Gleichgewichtsbetrachtung am Wandelement (links) und an Einzelsteinen (mitte) und auftretende Spannungen am Einzelstein (rechts) nach **Mann/Müller** [33]

2.2.1 Versagensmechanismen

Die Ableitung der unterschiedlichen Versagensmechanismen lässt sich durch eine nähere Betrachtung der Wechselwirkungen zwischen den auftretenden Normal- und Schubspannungen am Einzelstein erläutern (siehe *Abbildung 3* rechts). Die von **Mann und Müller** abgeleiteten Versagensmechanismen sind:

- Versagen der Lagerfuge aufgrund des Auftretens einer klaffenden Fuge
- Versagen der Lagerfuge infolge des Reibungsverlustes
- Versagen durch Rissentstehung in der Mitte des Mauersteins
- Versagen durch Auftreten von Zerdrückungserscheinungen am Mauerwerk

Unter Einbeziehung der Abbildungen und Formulierungen aus [32] und [33] werden in den darauffolgenden Unterkapiteln einzelne Versagensmechanismen mathematisch erfasst.

Die Ermittlung der Normalspannungen σ_{y1} und σ_{y2} erfolgt, indem man die mittlere Normalspannung σ_y mit $\Delta\sigma_y = \tau_{xy} \cdot \frac{2 \cdot h_s}{l_s}$ addiert bzw. subtrahiert:

$$\sigma_{y1,2} = \sigma_y \pm \tau_{xy} \cdot \frac{2 \cdot h_s}{l_s} \quad (2-1)$$

2.2.2 Versagen durch Klaffen der Lagerfuge

Unter der Annahme, dass in der Lagerfuge keine Zugkräfte aufgenommen werden können, tritt in der Lagerfuge eine klaffende Fuge auf, wenn σ_{y2} den Wert 0 erreicht. Dieser Lastzustand ist in *Abbildung 4* ersichtlich und entspricht der Beziehung aus (2-2).

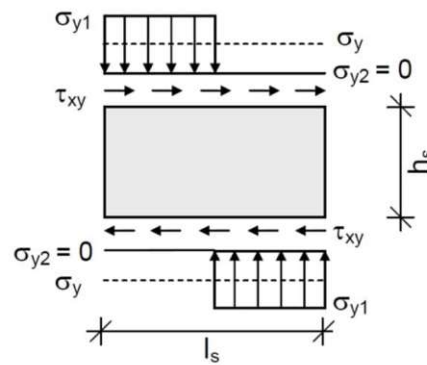


Abb. 4: Spannungszustand am Mauerstein beim Eintreten einer klaffenden Fuge [33]

$$\tau_{xy} = \sigma_y \cdot \frac{l_s}{2 \cdot h_s} \quad (2-2)$$

Unter Berücksichtigung einer Zugfestigkeit f_t in der Lagerfuge, beträgt die maximal aufnehmbare Schubspannung τ_{xy} :

$$\tau_{xy} = (\sigma_y + f_t) \cdot \frac{l_s}{2 \cdot h_s} \quad (2-3)$$

Dieser Versagensmechanismus trifft bei einem Mauerwerk mit einem Länge-Höhe Verhältnis von 2 nicht zu, da die Schubtragfähigkeit τ_{xy} im Allgemeinen vor dem Erreichen der mittleren Normalspannung σ_y , wegen des Eintretens eines anderen Versagensmechanismus in der Lagerfuge, erreicht wird. Diese Art des Versagens ist von dem Verlust der Reibung in der Lagerfuge charakterisiert und wird in dem nächsten Unterkapitel erläutert. Mauerwerkswände, die in deren Ausführung Steine mit einem Länge-Höhe Verhältnis von 1 oder kleiner beinhalten, können jedoch durch ein Klaffen der Lagerfuge versagen [1].

2.2.3 Versagen der Lagerfuge durch Reibungsverlust

Der Verbundbaustoff Mauerwerk besteht aus Steinen und Mörtel. Bei geringer vertikaler Belastung ist das Mauerwerksversagen meistens auf das Versagen des Mörtelbettes zurückzuführen. Da laut Modell von **Mann und Müller** in den Mauersteinhälften unterschiedliche Druckspannungen herrschen, geschieht der Verlust der Reibung theoretisch in der weniger stark beanspruchten Hälfte. Das Mohr/Coulomb Reibungsgesetz besagt, dass die Scherfestigkeit in der Lagerfuge von zwei Faktoren abhängt. In der Steinhälfte, wo die Normalspannung σ_{y2} wirkt, sind diese zwei Komponenten des Schubwiderstandes durch die folgende Gleichung beschrieben:

$$k + \mu \cdot \sigma_{y2} \quad (2-4)$$

Der Parameter k bildet die Anfangs- bzw. Haftscherfestigkeit ab und der Parameter, der von den Normalspannungen abhängt, ist durch den Reibungsanteil $\mu \cdot \sigma_{y2}$ wiedergegeben. Durch Umformungen ist es möglich, die Scherfestigkeit τ_{xy} in der Lagerfuge bis zum Versagenseintreten zufolge Reibungsverlust auf die mittlere Normalspannung σ_y zu beziehen. Die Formulierung aus (2-5) behält dasselbe Format wie die Gleichung aus (2-4) bei [1].

$$\tau_{xy} = \bar{k} + \bar{\mu} \cdot \sigma_y \quad (2-5)$$

mit:

$$\bar{k} = k \cdot \frac{1}{1 + \mu \cdot \frac{2 \cdot h_s}{l_s}} \quad (2-6)$$

$$\bar{\mu} = \mu \cdot \frac{1}{1 + \mu \cdot \frac{2 \cdot h_s}{l_s}} \quad (2-7)$$

2.2.4 Versagen des Mauersteins auf Zug

Bei hoher vertikaler Belastung wird das Tragverhalten des Mauerwerks durch die Tragfähigkeit des Mauersteines bestimmt. Der Mauerstein versagt, wenn eine der Komponenten des inneren Spannungszustands die Zug- bzw. Druckfestigkeit des Steines erreicht. Unter der Annahme, dass die Spannung im Stein in Richtung x gleich Null ist, hängt die Neigung und die Größe der Hauptzugspannung σ_1 von der mittleren Normalspannung σ_y und der Schubspannung τ_{xy} ab. Die Schubspannung τ_{xy} geht in der Beziehung (2-8) mit dem Faktor 2.3 ein, da in dieser Form zwei Aspekte des Tragverhaltens berücksichtigt werden. Eine höhere Schubspannung wird zum einen angesetzt, um die fehlende Übertragung von Schubspannung in der Stoßfuge zu kompensieren und zum anderen um die Übertragung des Momentes aus dem antimetrischen Lastfall (siehe *Abbildung 5*) zu gewährleisten [1]. Durch Umformung der Gleichung (2-8) mit Bezug auf die Steinzugfestigkeit f_{bt} , gerät man zu der Formulierung (2-9), unter deren Anwendung sich die maximal aufnehmbare Schubspannung τ_{xy} bis zum Eintreten des Steinzugversagens im Mauerstein bestimmen lässt.

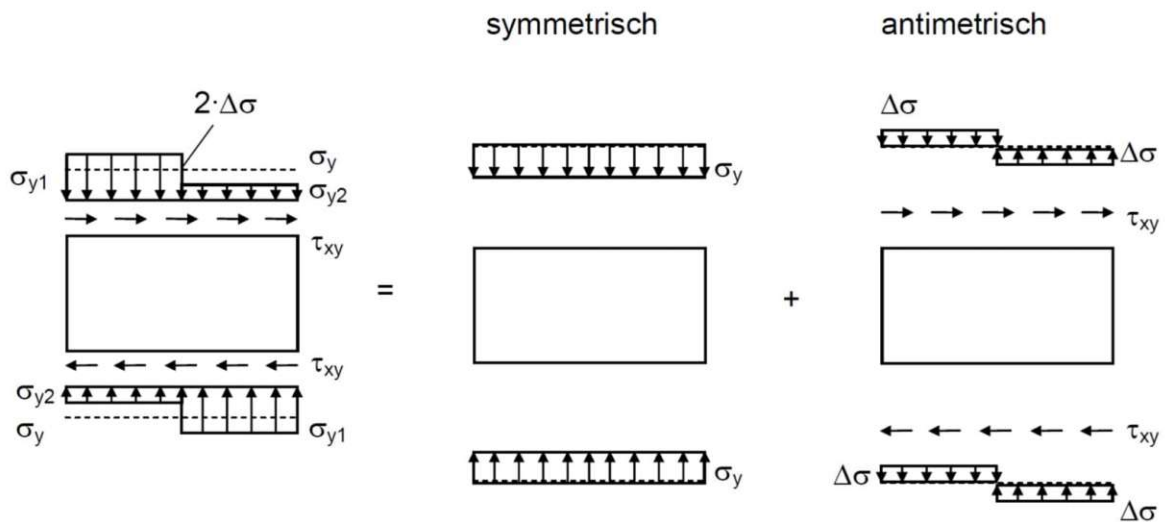


Abb. 5: Spannungszustand am Mauerstein. Aufteilung in symmetrischen und antimetrischen Lastzustand [33]

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + (2.3 \cdot \tau_{xy})^2} \quad (2-8)$$

$$\tau_{xy} = \frac{f_{bt}}{2.3} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_y}{f_{bt}}\right)} \quad (2-9)$$

2.2.5 Versagen des Mauerwerks auf Druck

Das Versagen des Mauerwerks auf Druck wird begünstigt, wenn die mittlere Normalspannung σ_y sich im Bereich der Mauerwerkdruckfestigkeit bewegt. Die, durch Schubbeanspruchung in der stärkeren beanspruchten Steinhälfte, zusätzlich hervorgerufene Spannung $\Delta\sigma_y = \tau_{xy} \cdot \frac{2 \cdot h_s}{l_s}$ führt zum Druckversagen. Vorausgesetzt, dass das Mauerwerk bis zu diesem Zeitpunkt kein Versagen erlitten hat, tritt das Versagen zufolge Druckbeanspruchung ein, wenn der Wert $\sigma_{y1} = \sigma_y + \Delta\sigma_y$, die charakteristische Mauerwerkdruckfestigkeit f erreicht [1]. In diesem Fall lautet die Formel für die maximal aufnehmbare Schubspannung τ_{xy} wie folgt:

$$\tau_{xy} = (f - \sigma_y) \frac{l_s}{2 \cdot h_s} \quad (2-10)$$

Die oben erwähnten vier Versagensmechanismen nach **Mann und Müller** definieren die Schubfestigkeit des Mauerwerkes in Abhängigkeit von den Materialeigenschaften des Mauerwerkes und der vertikalen Auflast. In *Abbildung 6* bilden die Kurven, die die einzelnen Versagensmechanismen beschreiben, eine Umhüllende. Diese Umhüllende stellt das Verhalten von Mauerwerk unter Druck- und Schubbeanspruchung grafisch sehr gut dar.

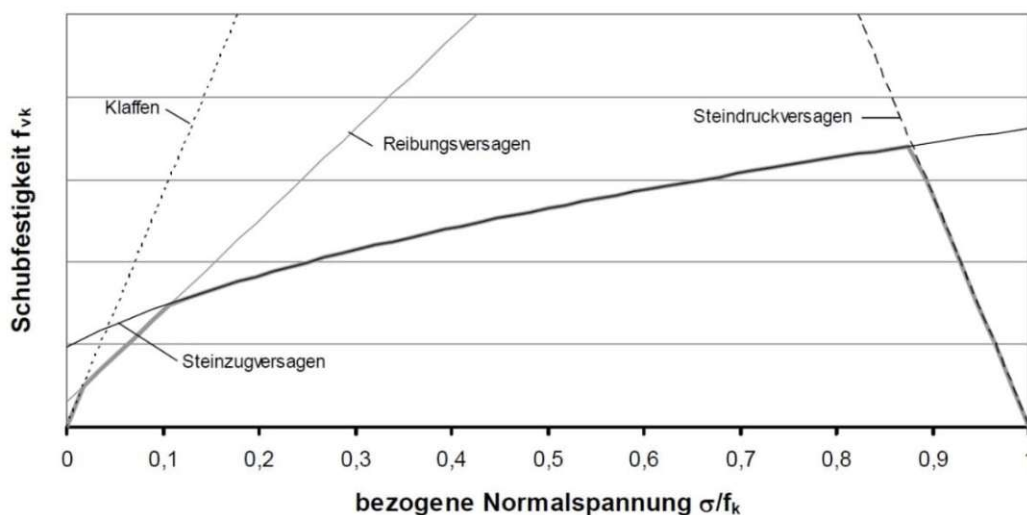


Abb. 6: Art des Versagens abhängig vom vertikalen Lastzustand [33]

Zusammenfassend ist noch zu erwähnen, dass in der Praxis die meisten Mauerwerksarten bei kombinierter Belastung ihre Tragfähigkeit erreichen, indem sie Reibungsversagen oder Steinzugversagen erleiden [33].

2.3 Versagensmodell nach Ganz

Die Ermittlung der Tragfähigkeit einer auf Schub beanspruchten Mauerwerksscheibe beruht in der Schweiz auf den, in den 90er Jahren von **Ganz** [24] entwickelten theoretischen Ansatz. Bei der Formulierung des Versagensmodells hat **Ganz** eine Reihe von Annahmen getroffen. Einige dieser Annahmen stimmen mit den Annahmen von **Mann und Müller** überein. Als Beispiel kann die Beschränkung, die eine Aufnahme von Schub- und Zugkräften in der Stoßfuge des Mauerwerkes nicht zulässt, erwähnt werden. Eine Besonderheit des Modells von **Ganz** in dieser Hinsicht ist jedoch das Zulassen der Normalspannungen zufolge der Druckkräfte in der Stoßfuge. Das Versagensmodell von **Ganz** ist somit im Stande den horizontalen Spannungszustand im Mauerwerk zu berücksichtigen. Diese Tatsache ist von großer Bedeutung, da moderne Mauersteine im Allgemeinen aufgrund ihres hohlräumigen Aufbaus unterschiedliche Festigkeitseigenschaften in ihren zwei Tragrichtungen aufweisen. Dieses Merkmal hebt das Versagensmodell von **Ganz** durch seine universelle Anwendbarkeit im Vergleich zu anderen Modellen hervor. Die hergeleiteten Versagensbedingungen von **Ganz** im Fall des Mauerwerkes ohne Zugfestigkeit sind in *Abbildung 7* ersichtlich. Es handelt sich um fünf Bedingungen, die im dreidimensionalen Spannungsraum $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$ abgebildet sind. Die ersten zwei sind elliptische Kegel, während die nächsten zwei in Form eines Kreiszylinders vorkommen. Die letzte Bedingung wird durch eine Ebene dargestellt. Dieses Modell wurde durch experimentelle Untersuchungen und mithilfe der Versagensbedingungen nach **Page et. al.** validiert und gilt als einer der gesamtheitlichsten Versagensmodelle für Mauerwerke. Es ist anzumerken, dass die Anwendung dieses Modells einer experimentellen Bestimmung der einzelnen Materialparameter bedarf [24], [25].

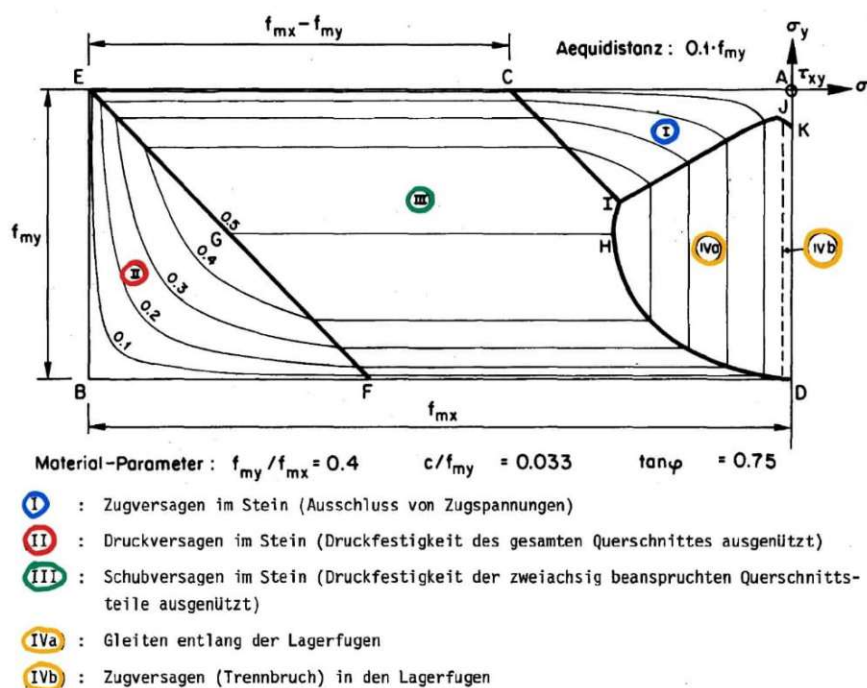


Abb. 7: Versagensbedingungen von Mauerwerk ohne Zugfestigkeit nach **Ganz** [24]

3 Ausfachungsmauerwerk unter Schubbeanspruchung

3.1 Allgemeines

Die Stahlbetonskelettbauweise in Kombination mit Ausfachungen aus Mauerwerk hat sich weltweit als eine beliebte Konstruktionsweise etabliert. Auch in erdbebenaktiven Gebieten werden nach wie vor Stahlbetonrahmenkonstruktionen mit Ausfachungsmauerwerken errichtet (siehe *Abbildung 8*). Die Gründe dafür sind vielfältig. Die Lastabtragung dieser Art von Bauten ist recht einfach zu verstehen. Wegen ihrer skelettartigen Struktur werden sie als flexibel und erdbebensicher angesehen. Aus der Notwendigkeit heraus, Innenflächen der Gebäude zu unterteilen und eine Gebäudehülle auszubilden, werden im Allgemeinen Stahlbetonrahmentragwerke mit Mauerwerk ausgemauert. Warum Mauerwerk oft als Ausfachung zum Einsatz kommt, liegt an den vielen Vorteilen des Mauerwerks, wie etwa: der einfache Bauablauf, die kostengünstige Herstellung sowie die feuchtigkeitsabweisenden und exzellenten wärme- und schalldämmenden Eigenschaften. Als raumtrennendes und -abschließendes Element ist das Mauerwerk auch gegen Feuer beständig [13], [34].



Abb. 8: Konstruktionsweise in Albanien – Rahmentragwerk mit Ausfachungen Vorderansicht (links), Rückansicht (rechts) [36]

Da das Ausfachungsmauerwerk in der statisch konstruktiven Planung lange als nichttragendes Element gesehen wurde, wurde es in den meisten Fällen direkt an den Stahlbetonrahmenelementen, d.h. ohne einer Fugenausbildung, ausgeführt. Eine mögliche Interaktion zwischen der Rahmenkonstruktion und der Ausfachung im Falle eines Erdbebens wurde somit nicht berücksichtigt. Die Schäden an Mauerwerksausfachungen nach Erdbeben, wie in der Türkei (Adana-Ceyhan 1998, Izmit 1999), Italien (Molise 2002, L'Aquila 2009, Mittelitalien 2016), Spanien (Lorca 2011), Nepal (2015) und Albanien (2019) haben gezeigt, dass diese Annahme nicht stimmt. In der Kontaktfläche findet eine Interaktion statt, weil sich im Ausfachungsmauerwerk eine diagonale Druckstrebe ausbildet, die innerhalb des Rahmens stark aussteifend wirkt. Aufgrund ihrer aussteifenden Wirkung können sich die Ausfachungen an dem Lastabtrag von Erdbebenkräften beteiligen. Wie in *Abbildung 9* ersichtlich, ist diese Beteiligung häufig mit dem Versagen dieser Elemente

und den daraus resultierenden wirtschaftlichen Folgen verbunden. Die Ausmauerungen sind meistens nicht im Stande die Erdbebenlasten aufzunehmen, ohne zu versagen, weil sie für den Lastfall Erdbeben nicht ausgelegt wurden bzw. in den Untersuchungen als tragendes Bauteil nicht miteinbezogen wurden. Darüber hinaus können Ausfachungen derart beschädigt sein, dass sie als Trümmerlasten eine Gefahr für Menschen während des Erdbebens darstellen [13], [34], [35].



Abb. 9: Schäden an Mauerwerksausfachungen nach Albanien Erdbeben 2019 [36] (links); Nepal Erdbeben 2015 [37] (rechts)

Aufgrund der sich in der Ausmauerung bildenden diagonalen Druckstrebe, die von Rahmenstielen und -riegeln umschlossen ist, können Schäden lokal in den Stahlbetonelementen bzw. in den Knoten dieser Elemente auftreten (siehe *Abbildung 10*). Die meisten Schäden treten in Form von Schubversagen an den Enden der Rahmenstiele auf, wenn die Schubtragfähigkeit des Querschnittes, durch die zusätzliche Einwirkung aus dem diagonalen Druckstab, überschritten wird [13].



Abb. 10: Lokalversagen an Einleitungsstelle des diagonalen Druckstabes nach Molise Erdbeben 2002 [13] (links); Lorca Erdbeben 2011 [38] (rechts)

Als Bestandteil eines Rahmens sind Stahlbetonstützen in Gefahr ein Schubversagen zu erleiden, wenn ihre tatsächliche Knicklänge durch anschließende Ausmauerungen stark reduziert wird. Kurze Stützen sind unter Schubbeanspruchung viel versagensanfälliger

als raumhohe Stützen, da sie wegen ihrer höheren Steifigkeit mehr Horizontalkräfte anziehen. Wenn dieser Aspekt in der Planungsphase nicht berücksichtigt wird, können im Fall eines Erdbebens Schäden, wie die in *Abbildung 11* auftreten [13].

Unter der Annahme, dass die Ausfachungen im Grundriss und Aufriss regelmäßig verteilt sind, verändert sich aufgrund der aussteifenden Wirkung die Grundschwingungsdauer des Tragwerkes. In diesem Fall kann die Interaktion zwischen Rahmentragwerk und Ausfachungsmauerwerk zum Versagen der Ausfachungen oder lokal zum Versagen von Stahlbetonteilen führen. Wenn nur das Ausfachungsmauerwerk Schäden erleidet und die Rahmenkonstruktion unbeschädigt bleibt, besteht in der Theorie keine Einsturzgefahr für die Gesamtkonstruktion. Schlagartige Versagen der Stahlbetonbauteile oder plötzlicher Entfall der aussteifenden Wirkung der Ausmauerungen können jedoch die Tragsicherheit des Tragwerkes gefährden [34].



Abb. 11: Versagen kurzer Stützen aufgrund konstruktiv ungünstiger Durchbildung nach Adana-Ceyhan Erdbeben 1998 [13] (links); Lorca Erdbeben 2011 [38] (rechts)

Da das Ausfachungsmauerwerk lange nicht als Teil der Rahmentragkonstruktion gesehen wurde, wurden in der Vergangenheit Ausfachungen im Grundriss und Aufriss zum Teil willkürlich aufgeteilt. Aufgrund der Wechselwirkung in der Kontaktfläche zwischen Ausmauerung und Stahlbetonelementen hängt das Gesamttragverhalten von Rahmentragwerken im Lastfall Erdbeben stark von der Anordnung der Ausfachungen innerhalb der Konstruktion ab. Eine ungünstige Anordnung der Ausfachungen kann das angenommene Tragverhalten eines Rahmentragwerkes negativ beeinflussen. Als erstes Beispiel ist die konzentrierte Anordnung von Ausmauerungen in einem Teilbereich des Grundrisses zu nennen. In diesem Fall verschiebt sich der Schubmittelpunkt des Gebäudes. Aufgrund des vergrößerten Abstands zwischen Schubmittelpunkt und Massenmittelpunkt, entstehen während eines Erdbebens zusätzliche Torsionseinwirkungen, die die Konstruktion zusätzlich beanspruchen. Diese Einwirkungen stellen eine Gefährdung für die Tragfähigkeit des Gesamttragwerkes dar, weil sie oft zum Zeitpunkt der Bemessung der Tragelemente nicht berücksichtigt wurden. Ein zweites Beispiel stellt die unregelmäßige Anordnung von Ausfachungen über die Gebäudehöhe dar. Die Steifigkeit solcher Konstruktionen variiert über einzelne Geschoße. In den Stockwerken, wo Ausfachungen

im Vergleich zu den darüber- oder darunterliegenden Geschossen entfallen, kann der sogenannte „Soft Storey“ Mechanismus eintreten. Meistens sind es Erdgeschoße, die von dieser ungünstigen Anordnung der Ausfachungen betroffen sind und als weiche Geschöße einzustufen sind. Wenn das Erdgeschoß eines Gebäudes zusammenbricht, sind die Folgen verheerend (siehe *Abbildung 12*) [13].



Abb. 12: Versagen wegen des „Soft Storey“ Mechanismus nach L’Aquila Erdbeben 2009 [13] (links); Izmit-Erdbeben 1999 [38] (rechts)

3.2 Stand der Forschung

3.2.1 Allgemeines

Im Vergleich zu Stahlbetonkonstruktionen, die größtenteils aus Wandscheiben bestehen, besitzen Stahlbetonrahmentragwerke über die Gebäudehöhe eine geringere Steifigkeit. Im Lastfall Erdbeben werden bei dieser Art von Tragwerken höhere seitliche Verformungen und dementsprechend, auch geringere Horizontalkräfte erwartet [11]. Dieser Vorteil der Rahmenkonstruktionen wird aber oft durch die Ausbildung der Gebäudehülle und der Trennwände aus Mauerwerk konterkariert. Wenn bei der statischen Analyse und konstruktiven Durchbildung des Ausfachungsmauerwerkes keine speziellen Vorkehrungen vorgenommen werden, wird das Ausfachungsmauerwerk, ohne Ausbildung einer Fuge, direkt an Stahlbetonrahmenelementen ausgeführt. Diese Ausführung führt zu einer Erhöhung der Steifigkeit und zu einer Reduktion der Grundschwingungsdauer des Rahmentragwerkes [11]. Die zusätzliche Steifigkeit, die von den Ausfachungen stammt, kann aber im Erdbebenfall signifikant abnehmen, weil die Konstruktion wiederkehrenden zyklischen Horizontalkräften ausgesetzt ist. Dieses Verhalten ist dem Umstand geschuldet, dass die Steifigkeit und Festigkeit des Mauerwerkes unter hoher zyklischer Belastung stark abnimmt und das Mauerwerk, wegen ihres spröden Verhaltens, nur ein geringes Energiedissipationsvermögen besitzt [35]. Unabhängig davon, ist besonders wichtig zu erkennen, dass die tatsächliche Steifigkeit des ausgefachten Rahmentragwerkes nicht mit der Steifigkeit des Rahmentragwerkes, unter Vernachlässigung der Ausfachungen, übereinstimmt. Diese Steifigkeitserhöhung geschieht, weil die einzelnen Rahmenfelder mit den Ausmauerungen der Konstruktion interagieren. Diese Interaktion wird jedoch meis-

tens in der statischen Berechnung nicht berücksichtigt, da die Ausmauerung nicht als tragendes Element gesehen wird [11]. Die Vernachlässigung der Ausfachungen in den statischen Untersuchungen ist der Tatsache geschuldet, dass es in Europa bis zu diesem Zeitpunkt kein einfach handhabbares Berechnungsmodell vorliegt, welches das reale Verhalten des Ausfachungsmauerwerkes erfasst und die vielen interagierenden Parameter zuverlässig miteinbezieht [35]. Um diesen Status quo in der Alltagspraxis zu ändern, wurden in der Forschung der letzten 50 Jahre Anstrengungen gemacht, um die Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung zu untersuchen und besser zu verstehen. Die negative bzw. positive Auswirkung auf die einzelnen Bauteile und auf das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion sollte anhand dieser Forschungsbestrebungen eruiert werden [13].

In den unterschiedlichen Untersuchungen steht oft der einfeldrige ausgefachte Stahlbetonrahmen im Fokus, auf den eine Horizontaleinzellast wirkt. Wenn in Längsrichtung beansprucht, weist das Ausfachungsmauerwerk als Scheibenelement eine höhere Steifigkeit auf als der Rahmen, von dem er umschlossen ist. Aus diesem Grund entsteht im Lastabtrag der Horizontallast innerhalb des Rahmens eine stützende Wirkung, die in Form eines diagonalen Druckbogens vorkommt (siehe *Abbildung 13*) [39].

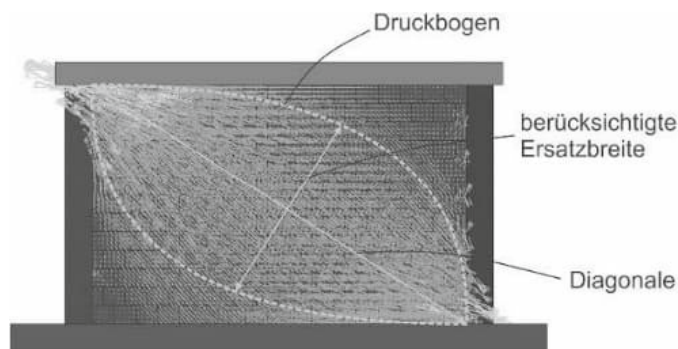


Abb. 13: Betrachtung der Spannungstrajektorien: Ausbildung eines Druckbogens im Ausfachungsmauerwerk aufgrund der Interaktion mit dem Rahmen [39]

Aufgrund des hoch nichtlinearen Verhaltens des Systems nach dem Überschreiten eines bestimmten Lastniveaus, ist die Erfassung des tatsächlichen Verhaltens des Ausfachungsmauerwerkes während des gesamten Belastungsvorgangs in einem einfachen Modell sehr aufwendig. Das hoch nichtlineare Verhalten ist auf das nichtlineare Materialverhalten des Mauerwerkes und Stahlbetons und auf die nichtlineare Wechselwirkung in der Kontaktfuge zwischen Rahmen und Ausmauerung zurückzuführen [11].

3.2.2 Versagensmechanismen

Abhängig von der Geometrie des Systems und den eingesetzten Materialien, kann ein ausgefachter Stahlbetonrahmen unter Schubbeanspruchung auf fünf unterschiedlichen Weisen versagen. Die ersten vier Versagensarten, die in *Abbildung 14* und *Abbildung 15* zu sehen sind, bestimmen die maximal aufnehmbare Horizontalkraft des Systems bis zum Versagen der Ausfachung. Die fünfte Versagensart bezieht sich auf das Versagen des Rahmens. Darüber hinaus ist zu erwähnen, dass eine Belastung aus der Ebene ein Versagen

der Ausfachung provozieren kann, wenn die Ausfachung aufgrund der Belastung in der Ebene sich in einem fortgestrittenen beschädigten Zustand befindet [11].

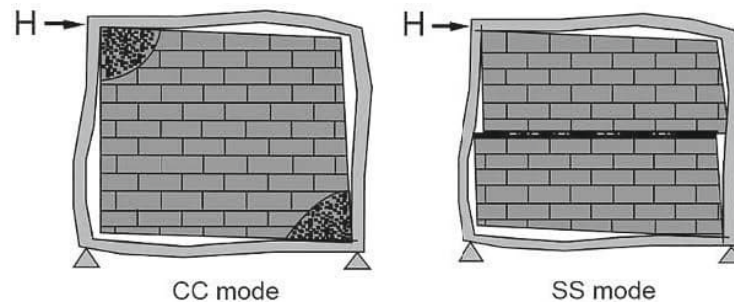


Abb. 14: Versagensmechanismen Ausfachungsmauerwerk unter Schubbeanspruchung: **CC mode** und **SS mode** [39]

CC mode („corner crushing mode“) beschreibt das Versagen in zumindest einer der Ecken der Ausmauerung. Diese Art des Versagens tritt meistens ein, wenn die Stahlbetonteile stark und die Ausfachung und die Rahmenecken schwach ausgeführt sind. Unter **SS mode** („sliding shear mode“) versteht man ein Schubversagen entlang der Lagerfuge auf der mittleren Höhe der Ausfachung. In diesem Fall ist eine schwache Mörtelfuge in Kombination mit einem starken Rahmen für das Versagen verantwortlich. Diese ersten zwei Versagensarten sind für die Bestimmung der Tragfähigkeit der Ausfachung von großer Bedeutung, da in diesen zwei Fällen beim Versagenseintreten das Ausfachungsmauerwerk an der Grenze seiner Tragfähigkeit kommt [35], [39].

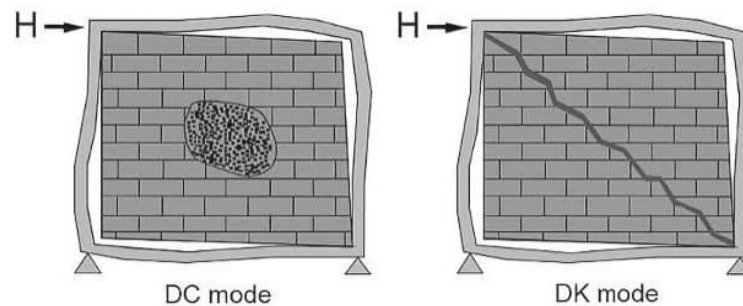


Abb. 15: Versagensmechanismen Ausfachungsmauerwerk unter Schubbeanspruchung: **DC mode** und **DK mode** [39]

DC mode („diagonal compression mode“) stellt das Druckversagen in der Mitte der Ausmauerung dar und ist der Schlankheit der Ausfachung geschuldet. Es handelt sich in diesem Fall um ein Stabilitätsversagen, d.h. um ein Ausknicken des Ausfachungsmauerwerkes aus der Ebene. Ein solches Versagen ist im Allgemeinen nicht praxisrelevant, da die meisten Ausfachungen, mit der Ausnahme des zweischaligen Ausfachungsmauerwerkes, nicht in einer schlanken Ausführung hergestellt werden. **DK mode** („diagonal cracking mode“) beschreibt die Rissentstehung zufolge Querkzugbeanspruchung senkrecht zur Druckstrebe. In diesem Fall hat man es meistens mit einem stark ausgeführten Ausfachungsmauerwerk zu tun, das kombiniert ist mit einem schwachen Rahmen oder einem Rahmen mit starken Elementen und schwachen Rahmenecken. Diese Art des Versagens

ist aber de facto im tieferen Sinn kein Versagen, da die maximal aufnehmbare Horizontallast beim Eintreten der ersten Risse nicht erreicht wird. Das bedeutet die Kraft in der Druckstrebe kann trotz der Rissfortpflanzung in der Ausfachung bis zu einem gewissen Lastniveau noch gesteigert werden [35], [39].

Unter **FF mode** („frame failure“) wird das Versagen der Rahmenelemente erfasst. Wenn eine starke Ausfachung mit schwachen Rahmenelementen oder Rahmenecken kombiniert wird, können aufgrund der hohen einwirkenden Druckstrebe-Kräfte im Rahmen plastische Gelenke eintreten. Der Rahmenstiel bzw. -riegel kann unter anderem aufgrund der Interaktion mit der Druckstrebe aus der Ausfachung auch ein Schubversagen erleiden [35].

3.2.3 Anfänge der wissenschaftlichen Auseinandersetzungen

Die ersten Forschungsarbeiten der 50er und 60er Jahre über Ausfachungsmauerwerke stammen aus Russland, den Vereinigten Staaten und Großbritannien. Unter der Leitung von **Polyakov** [40] wurden im Jahr 1948 am Zentralen Forschungsinstitut für Industriebauten in Moskau ein Forschungsprogramm zur Untersuchung von Stahlrahmen mit Ausfachung aus Mauerwerk gestartet. Im Zuge der Versuche wurden quadratisch und rechteckig ausgefachte Stahlrahmen in einem großen Maßstab hergestellt und durch eine Horizontallast bis zum Versagen belastet. Teil des Programms war es auch eine Serie von Versuchen zur Bestimmung der Schubfestigkeit und Zugfestigkeit des Mauerwerkes durchzuführen. Der Einfluss einiger Parameter, wie die Art der Mauersteine und des Mörtels und das Vorhandensein von Öffnungen wurde untersucht. Die Beobachtungen bestätigten eine einheitliche Reaktion der Versuchskörper bis zu einer gewissen Laststufe. Wie in *Abbildung 16* zu sehen ist, entstand laut **Polyakov** beim Erreichen dieser Laststufe an zwei Ecken des Rahmens in der Kontaktfuge, zwischen dem Rahmen und der Ausfachung, ein Spalt. Ab diesem Zeitpunkt verursachte die weitere Laststeigerung in den meisten Fällen die Entstehung von Rissen parallel zu der Diagonale, die die anderen zwei Ecken verbindet. Die Rissfortschreitung beeinträchtigte aber vorerst die Fähigkeit des Systems, mehr Horizontalkräfte aufzunehmen, nicht. Erst beim Erreichen einer höheren Laststufe, wo sich die Risse aufweiteten und sich eine größere horizontale Verschiebung des Rahmens einstellte, stieß das System an seine Grenztragfähigkeit. Diese Beobachtungen veranlassten **Polyakov** anzunehmen, dass eine gelenkig angeschlossene diagonale Druckstrebe für die Erfassung des Verhaltens des Ausfachungsmauerwerkes unter Querkraftbeanspruchung geeignet ist (siehe *Abbildung 16*) [19], [41].

Ein Jahr später, im Jahr 1949, wurde in den Vereinigten Staaten von dem U.S. Heeresamt am Massachusetts-Institut für Technologie ein Forschungsprojekt gestartet, das den Widerstand von ausgefachten Rahmen gegen die Last einer Kernwaffenexplosion untersuchte. Ab dem Jahr 1951 wurde das Versuchsprogramm von **Benjamin und Williams** [42], [43], [44] in Kalifornien an der Universität Stanford fortgeführt. Im Zuge der zahlreichen Versuche, bei denen die Versuchskörper einen Maßstab von 1:8 bis 1:1 vorwiesen, wurde das Verformungs- und das Festigkeitsvermögen der Stahl- und Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Beton, bewehrtem Beton, Betonblöcken und Mauerwerkssteinen be-

obachtet. Die Parameter, die ebenfalls variiert wurden, waren: das Höhe-Länge Verhältnis, die Anordnung von Öffnungen, die Ausführung der Stützen und die Abmessungen der Betonblöcke bzw. der Mauersteine. **Benjamin und Williams** kamen zum Schluss, dass das Verhältnis zwischen Höhe und Länge den stärksten Einfluss auf die Steifigkeit und Festigkeit der ausgefachten Rahmen hat. Basierend auf die durchgeführten Versuche und mithilfe analytischer Untersuchungen nach der Festigkeitslehre, formulierten sie empirische Beziehungen zur groben Bestimmung der Steifigkeit und Grenzfestigkeit des zusammengesetzten Systems aus Rahmen und Ausfachtung [19], [41].

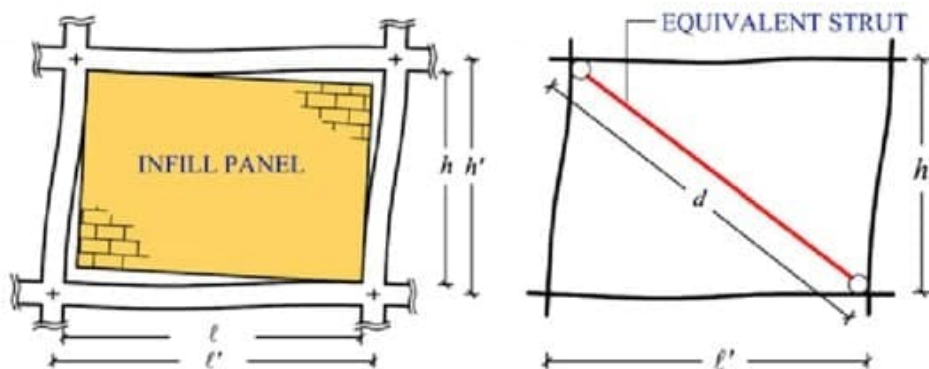


Abb. 16: Idealisierung des realen Systems (links) in einem Rahmensystem gestützt durch einen äquivalenten Fachwerkstab bzw. Druckstrebe (rechts) [13]

In Großbritannien haben beim Bauforschungsinstitut in Watford während der 60er und 70er Jahre **Thomas** [45], **Wood** [46], [47] und **Mainstone** [48] Versuche an großformatige ausgefachte Rahmen durchgeführt. Die anhand dieser Forschungsarbeiten gewonnenen Erkenntnisse unterstützten den von **Polyakov** eingeleiteten Modellierungsweg, in dem Ausfachtung durch einen gelenkig angeschlossenen Diagonalstab mit geeigneten geometrischen und mechanischen Eigenschaften ersetzt wird. Da der Diagonalstab bzw. die diagonale Druckstrebe Abmessungen im Meter Bereich vorweisen, ist dieser Modellierungsansatz in der Literatur unter der Bezeichnung Makromodell oder Druckstrebenmodell zu finden [18], [41].

3.2.4 Makromodellierung

Nachdem **Holmes** [49] eine Reihe von Versuchen an Stahlrahmen mit Mauerwerks- oder Betonausfachtung an der Universität Leeds durchgeführte, schlug er im Jahr 1961 eine Methode zur Bestimmung der Steifigkeit und Tragfähigkeit von ausgefachten Rahmen vor, die auf dem Konzept der Makromodellierung beruht. In der Formulierung von **Holmes** weist die diagonale Druckstrebe dieselben Eigenschaften und dieselbe Stärke wie die Ausfachtung auf. Die Ersatzbreite w nahm er als ein Drittel der Diagonallänge d an [19], [41]:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3} \quad (3-1)$$

Trotz der einfachen Formulierung ist zu erwähnen, dass die vorliegende Definition der Ersatzbreite der Druckstrebe in Abhängigkeit zur Länge der Diagonale das Resultat von umfangreichen numerischen Untersuchungen und parametrischen Versuchen darstellt [14]. Die Steifigkeit eines ausgefachten Rahmens kann somit an Systemen mit Ersatzdruckstrebe unter Annahme von linear-elastischem Verhalten ermittelt werden. Abhängig von dem verwendeten Ausfachungsmaterial gelangt laut **Holmes** das System an die Grenze ihre Tragfähigkeit, wenn entlang der Diagonale eine bestimmte Druckspannung erreicht wird [13], [19], [41].

In den darauffolgenden Jahren hat der Vorschlag die Ausfachung als Makroelement mit unbekannter Ersatzbreite zu modellieren, in Wissenschaftskreisen viel Aufmerksamkeit erregt [50]. Im Zuge der, an der Universität Bristol anfangs der 70er Jahre durchgeführten Versuche an Stahlrahmen mit Betonausfachungen, versuchte **Stafford Smith** [51] das Verhalten des Systems zu erfassen. Die Beobachtungen zeigten bei seitlicher Beanspruchung eine Spaltausbildung zwischen den Rahmenstielen und Ausfachung. Bei Versagens-eintreten der Ausmauerung betrug dieser Spalt bis zu dreiviertel der Stützenlänge. Aufgrund dieser Betrachtung bestätigte **Stafford Smith** die Eignung des Druckstrebenmodells für die Beschreibung des Systemverhaltens. Seine analytischen Untersuchungen waren in weiterer Folge auf die Bestimmung der Breite der äquivalenten Druckstrebe ausgerichtet. Diese ersten Forschungsanstrengungen zeigten, dass die Strebebreite stark von dem Länge-Höhe Verhältnis der ausgefachten Rahmen abhängt und den Wert w/d zwischen 0.10 und 0.25 aufweist [19], [35], [41], [50].

Mitte der 70er Jahre führte **Stafford Smith** [52] weitere Versuche durch, im Zuge derer er kleinformatige quadratische Stahlrahmen mit Betonausfachungen diagonal beanspruchte. Während dieser Forschungsarbeiten, in denen neben den Versuchen auch numerische Untersuchungen mit Hilfe der Finite-Differenzen-Methode unternommen wurden, formulierte er ebenfalls den ersten theoretischen Ansatz zur Bestimmung der Ersatzbreite der Druckstrebe. Dieser Ansatz basiert auf empirisch ermittelte Kurven, die die Bestimmung des w/d Wertes in Abhängigkeit vom dimensionslosen Parameter $\lambda h'$ ermöglichen [13], [19]:

$$\lambda h' = h' \sqrt[4]{\frac{E_i t}{4E_f I_f h}} \quad (3-2)$$

Im (3-2) steht t und h für die Stärke und die Höhe der Ausfachung bzw. h' für die Höhe des Rahmens, gemessen von der Mittellinie der Riegel. E_i bzw. E_f ist das Elastizitätsmodul der Ausfachung bzw. des Rahmens und I_f das Flächenträgheitsmoment des Rahmenquerschnitts, wobei die Stützen und Riegel in dieser Formel dieselben Querschnittsabmessungen aufweisen. Die Einführung des Parameters $\lambda h'$ ist auf den Erkenntnissen zurückzuführen, dass das Steifigkeitsverhältnis zwischen dem Stahlrahmen und der Ausfachung einen großen Einfluss auf die Spaltausbildung bzw. auf Ausbildung des Kontaktbereichs stattfindet. Der Wert w/d steht in direktem Zusammenhang mit dem Parameter $\lambda h'$, da der Bereich, in dem der Rahmen unter Belastung mit der Ausfachung in Kontakt bleibt,

für die Ausbildung der Druckstrebe entscheidend ist. Die Definition des Parameters $\lambda h'$ wurde von **Stafford Smith** durch die Anpassung der Gleichung von **Hetenyi** [53] abgeleitet. Jene Gleichung beschreibt die Kontaktlänge α eines elastisch gebetteten Fundamentriegels, der durch eine Einzellast beansprucht wird. Dies war möglich, da die Stütze des Rahmens während der Versuche ein dem Fundamentriegel ähnliches Verhalten gezeigt hat (siehe *Abbildung 17*). Die Kontaktlänge α hängt beim Ausfachungsmauerwerk von der relativen Steifigkeit zwischen Rahmen und Ausfachung ab und kommt durch folgende Beziehung zum Ausdruck [13], [19], [35]:

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (3-3)$$

Ende der 70er Jahren haben **Stafford Smith** und **Carter** [17] den Ansatz für die Bestimmung der Strebebreite auf rechteckige Rahmen erweitert, indem sie die Formulierung um den Winkel θ der Druckstrebe ergänzt haben:

$$\lambda h' = h' \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_f I_c h}} \quad (3-4)$$

mit Winkel θ :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h}{l} \right) \quad (3-5)$$

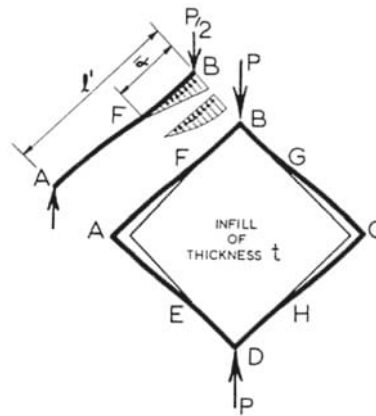


Abb. 17: Wechselwirkung in der Kontaktlänge α [13]

In der erweiterten Formulierung ist im Nenner des dimensionslosen Parameters $\lambda h'$ anstatt des Flächenträgheitsmoments I_f des Rahmens, das Flächenträgheitsmoment I_c der Stütze zu finden. Diese Anpassung ist der Tatsache geschuldet, dass die Steifigkeit der Riegel im Vergleich zu der Steifigkeit der Stütze einen geringeren Einfluss auf die Ausbildung der Druckstrebe hat [17]. Die geometrischen Parameter des ausgefachten Rahmens sind in *Abbildung 18* ersichtlich:

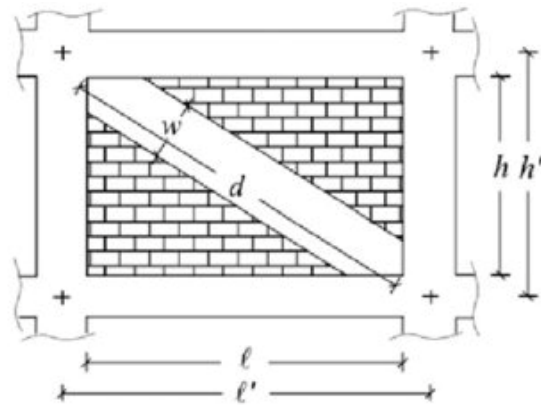


Abb. 18: Parameter der Druckstrebe [13]

Aufgrund der erneut durchgeführten Versuche wurden die Kurven für die Bestimmung des w/d Wertes in Abhängigkeit von dem Parameter $\lambda h'$ neu empirisch ermittelt. Es wurde jedoch kein Bezug zu den zuvor ermittelten Kurven genommen. Diesmal wiesen **Stafford Smith** und **Carter** darauf hin, dass die Strebebreite von einem weiteren Faktor abhängt, nämlich von dem Spannungszustand entlang der Diagonale. Das heißt, aufgrund des nichtlinearen Verhaltens der Ausfachung nimmt die Ersatzbreite mit dem Belastungsfortschritt ab. Ansatzmäßig wurde dieser Aspekt berücksichtigt indem für die Ermittlung des w/d Wertes Kurven, in Abhängigkeit des Höhe-Länge Verhältnisses des Rahmens und des Belastungsniveaus, zur Verfügung gestellt wurden (siehe *Abbildung 19*). Durch die Ermittlung der Strebebreite schafft die Methode nach **Stafford Smith** und **Carter** ein eindeutiges äquivalentes statisches System, das die Untersuchung von ausgefachten Rahmen möglich macht. Unter Verwendung dieses Ansatzes kann die Steifigkeit und die Tragfähigkeit von Rahmen mit Ausfachung ermittelt werden. Es ist anzumerken, dass dieses äquivalente System als ein Fachwerksmodell idealisiert wird. Auf eine Aufnahme der Horizontallast über die Rahmenwirkung wird verzichtet, da die Untersuchungen zeigten, dass die auftretenden Momente in den Rahmenecken beim Vorhandensein einer Ausfachung gering sind [13], [17], [19], [35].

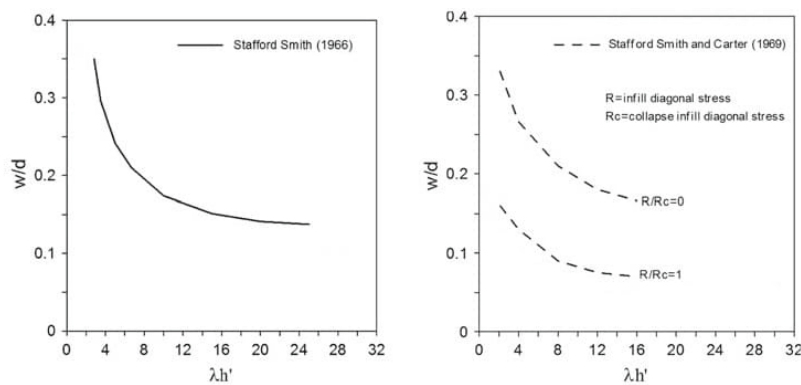


Abb. 19: w/d - $\lambda h'$ Kurven nach **Stafford Smith** (1966) (links) und nach **Stafford Smith & Carter** (1969) (rechts) [13]

Laut **Kadir** [54] und einigen anderen Forschern wird die Ausbildung der Druckstrebe in gewissem Maße auch von der sich ausbildenden Kontaktlänge zwischen der Ausfachung und dem Riegel beeinflusst. Aufgrund dieser Überzeugung hat **Kadir** den von **Stafford Smith** und **Carter** [17] eingeführten Parameter $\lambda h'$ als $\lambda_c h'$ beschrieben und einen zusätzlichen Parameter $\lambda_b h'$ eingeführt, der die Abhängigkeit der Ersatzbreite von der Steifigkeit des Riegels erfasst:

$$\lambda_b h' = h' \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_f I_b h}} \quad (3-6)$$

In der Gleichung (3-6) steht I_b für das Flächenträgheitsmoment des Rahmenriegels. Die Definition der Ersatzbreite der Druckstrebe lautet wie folgt:

$$w = \frac{\pi}{2} \left(\frac{1}{4\lambda_c^2} + \frac{1}{\lambda_b^2} \right) \quad (3-7)$$

Vergleichbar zu der Arbeit von **Stafford Smith** und **Carter**, sind in **Kadirs** Arbeit empirisch ermittelte w/d - $\lambda h'$ Kurven zur Bestimmung der Ersatzbreite der Druckstrebe in Abhängigkeit des Länge-Höhe Verhältnisses des Rahmens vorzufinden [14].

Mainstone [55] führte am Anfang der 80er Jahre eine Serie von Versuchen an Rahmen mit Beton- und Mauerwerksausfachungen durch und kam zum Schluss, dass das Verhalten sogar unter identischen Versuchskörpern streuen kann. Diese Unterschiede sind dem fehlenden Kontakt in der Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung sowie den streuenden Materialeigenschaften geschuldet. **Mainstone** unternahm auch analytische Untersuchungen, indem er die Ausfachung als ein Makroelement modellierte. Das Ergebnis seiner Anstrengungen ist eine empirische Beziehung für die Bestimmung des w/d Wertes [19], [35]:

$$\frac{w}{d} = 0.16(\lambda h')^{-0.3} \quad (3-8)$$

Basierend auf weitere Versuche und analytische Auseinandersetzungen stellten **Mainstone** und **Weeks** [56] und **Mainstone** [57] Mitte der 80er Jahre eine weitere Formulierung vor, die sich über die Jahre als sehr beliebt erwies [13], [35]:

$$\frac{w}{d} = 0.175(\lambda h')^{-0.4} \quad (3-9)$$

Am Ende der 80er Jahren untersuchten **Klingner** und **Bertero** [58] erstmal das Verhalten von ausgefachten Rahmen unter zyklischer Belastung experimentell und analytisch. Im Zuge der Versuche wurden Teile von mehrstöckigen Stahlbetonrahmenkonstruktionen mit Ausfachung aus Beton-Hohlblocksteinen und Mauerwerkssteinen im Maßstab 1:3 zyklisch angeregt. Für die Festlegung der Ersatzbreite wurde hierbei die Formel aus (3-9) von **Mainstone** eingesetzt [13], [14], [35].

In den 90er und 2000er Jahren gab es weitere Forscher, die sich mit der Erfassung des Verhaltens ausgefachter Rahmen mithilfe eines Makromodell experimentell und analytisch auseinandersetzten. **Liau** und **Kwan** [59] legten bei der Herleitung einer neuen Gleichung, für die Ermittlung der Breite der äquivalenten Druckstrebe in Abhängigkeit von dem Parameter λ , die Werte $\theta = 25^\circ$ und $\theta = 50^\circ$ bezogen auf die Strebeneigung fest [35]:

$$\frac{w}{d} = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda}} \quad (3-10)$$

Die Tatsache, dass die Druckstrebe während des Belastungsgeschehens nicht über eine konstante Breite verfügt, wurde auch von **Decanini** und **Fantin** [60] bestätigt. Die Ersatzbreite der Strebe in ungerissenem Zustand drückten sie folgendermaßen aus:

$$\frac{w}{d} = \begin{cases} 0.085 + \frac{0.748}{\lambda}; & \text{bei } \lambda \leq 7.85 \\ 0.130 + \frac{0.393}{\lambda}; & \text{bei } \lambda > 7.85 \end{cases} \quad (3-11)$$

In gerissenem Zustand ist der w/d -Wert dementsprechend geringer [35]:

$$\frac{w}{d} = \begin{cases} 0.010 + \frac{0.707}{\lambda}; & \text{bei } \lambda \leq 7.85 \\ 0.040 + \frac{0.470}{\lambda}; & \text{bei } \lambda > 7.85 \end{cases} \quad (3-12)$$

Ähnlich wie bei **Holmes** [49], der ungeachtet anderer Faktoren die Strebbebreite nur im Bezug zur Diagonallänge d formulierte, schlugen **Paulay** and **Priestley** [61] einen geringeren Anteil vor:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{4} \quad (3-13)$$

Diese Formulierung wurde mit der Begründung veröffentlicht, dass ein erhöhter w/d -Wert zu einer steiferen Konstruktion führt, welcher im Erdbebenfall höheren Kräften ausgesetzt ist [35].

Durrani und **Luo** [62] führten detaillierte analytische Untersuchungen mittels der Finite-Elemente-Methode durch und fassten die geometrischen Parameter für die Bestimmung der Ersatzbreite in einem Koeffizienten m zusammen:

$$\frac{w}{d} = 0.32 \sin^{-1.5}(2\theta) \left(\frac{E_i t h'^4}{m E_c I_c h} \right)^{-0.1} \quad (3-14)$$

mit Koeffizienten m :

$$m = 6 \left(1 + \frac{6}{\pi} \tan^{-1} \frac{I_b h'}{I_c l'} \right) \quad (3-15)$$

In (3-15) steht I_b für das Flächenträgheitsmoment des Rahmenriegels.

Basierend auf den Ansatz von **Kadir** [54] und unter Einbeziehung der Parameter λ_c und λ_b , stellten **Dawe** und **Seah** [63] eine alternative Gleichung zur Ermittlung der Ersatzbreite w auf [14]:

$$w = \frac{2\pi}{3} \left(\frac{\cos \Theta}{\lambda_c} + \frac{\sin \Theta}{\lambda_b} \right) \quad (3-16)$$

Bertoldi, Decanini und **Gavarini** [64] führten Untersuchungen an Ausfachungen aus Hohlziegel durch. Im Zuge der Forschungsarbeiten ermittelten sie die Parameter, die für die Steifigkeit und Tragfähigkeit des Stahlbetonrahmensystems kennzeichnend sind. Diese Methode beinhaltet eine Kalibrierung des w/d -Wertes, die eine treue Repräsentation des Tragverhaltens unter zyklischer Belastung eines durchgehend gerissenen Ausfachungsmauerwerkes ermöglichen sollte. Für die Validierung der Methode wurden zeitgleich experimentelle und nichtlineare Untersuchungen mittels der Finite-Elemente-Methode unternommen [14]. Die Bestimmung des w/d -Wertes kommt durch folgende Gleichung zum Ausdruck:

$$\frac{w}{d} = \frac{K_1}{\lambda h'} + K_2 \quad (3-17)$$

Die Parameter K_1 und K_2 sind in der *Tabelle 1* zu finden.

Tab. 1: Parameter K_1 und K_2 gemäß dem Modell von **Bertoldi, Decanini** und **Gavarini** [64]

	$\lambda h' < 3.14$	$3.14 < \lambda h' < 7.85$	$\lambda h' > 7.85$
K_1	1.3	0.707	0.47
K_2	-0.178	0.01	0.04

Unter den Druckstrebenmodellen, die auf die Ermittlung der Ersatzbreite zielen und das Steifigkeitsverhältnis zwischen dem Rahmen und der Ausfachung berücksichtigen, gilt die Methode von **Papia** [65] als innovativ. Bei der Bestimmung des w/d -Wertes mittels dieser Methode werden im Vergleich zu den anderen Modellen zusätzlich der Einfluss der mechanisch elastischen Eigenschaften der Ausfachung entlang der Diagonalen berücksichtigt. Diese Eigenschaften werden durch das Elastizitätsmodul E_d entlang der Ausfachungsdiagonalen mit Winkel Θ und der Poissonzahl ν_d des Ausfachungsmaterials beschrieben. Die Methode von **Papia** kann durch folgende Gleichungen zusammengefasst werden [13], [14]:

$$\frac{w}{d} = \frac{c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (3-18)$$

mit Koeffizienten c und β , die von der Poissonzahl ν_d abhängig sind:

$$\begin{aligned} c &= 0.249 - 0.0116v_d + 0.567v_d^2 \\ \beta &= 0.146 - 0.0073v_d + 0.126v_d^2 \end{aligned} \quad (3-19)$$

und Koeffizient z , der von dem Länge-Höhe-Verhältnis des Rahmens abhängig ist:

$$z = \begin{cases} 1; & \text{wenn } l/h = 1 \\ 1.125; & \text{wenn } l/h = 1.5 \end{cases} \quad (3-20)$$

$$\lambda^* = \frac{E_d}{E_f} \frac{th'}{A_c} \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \frac{l'}{h'} \right) \quad (3-21)$$

wobei A_c die Fläche der Stütze und A_b die Fläche des Riegels ist.

3.2.5 Makromodellierung – Modelle mit mehreren Streben

Die entwickelten Druckstrebenmodelle mit einem äquivalenten Stab sind nicht im Stande die Wechselwirkung in der Kontaktfläche zwischen Druckstab und Rahmenelemente wirklichkeitstreu abzubilden, da der Diagonalstab mit den Rahmenknoten idealisiert verbunden ist. Aus diesem Grund kann die lokale Schubbeanspruchung der Rahmenquerschnitte in unmittelbarer Nähe zu Rahmenknoten infolge der Interaktion mit der Druckstrebe und des tatsächlichen Momentenverlaufs des Rahmens nicht abgebildet werden. Die Berücksichtigung dieses Aspektes ist jedoch von besonderer Bedeutung, da die lokale Lasteinleitung ein Schubversagen in den Rahmenelementen bewirken kann. Angefangen mit den 80er Jahren haben einige Forscher Modelle entwickelt, die unter Einbeziehung von mehreren Druckstreben, das Tragverhalten von Ausfachungsmauerwerk genauer abbilden [14], [35].

Einer der ersten Wissenschaftler*innen, die ein Makromodell mit mehreren Stäben vorgeschlagen haben, war **Thiruvengadam** [66]. Er hat das Ausfachungsmauerwerk innerhalb des momenttragfähigen Rahmens durch eine Reihe von gelenkig angeschlossenen Diagonal- und Vertikalstäben (siehe *Abbildung 20*) abgebildet. Unter der Annahme, dass in der Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausfachung anfangs ein perfekter Verbindungszustand herrscht, wird im Modell die Steifigkeit in horizontaler Richtung mithilfe der Diagonalstäbe bzw. die Steifigkeit in vertikaler Richtung mithilfe der Vertikalstäbe abgebildet. Weiters ist anzumerken, dass dieses Modell einfachheitshalber die materialabhängigen Querdehnungen nicht berücksichtigt. In den Unterpunkten (i) bis (v) der *Abbildung 20* ist genau dargestellt, wie ein derartiges System in Abhängigkeit von der gewünschten Stabanzahl entsteht [66].

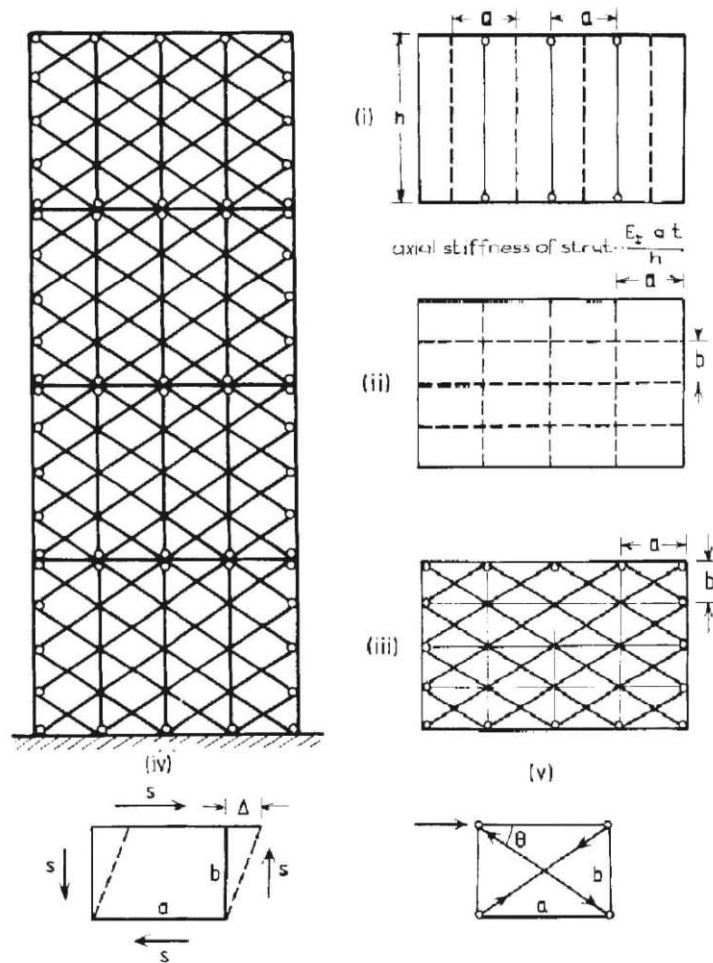


Abb. 20: Modell von Thiruvengadam (1985) [66]

Der Schwerpunkt von **Thiruvengadams** Arbeit [66] lag auf der Ermittlung der Grundschwingungsdauer von ausgefachten Rahmentragwerken. Aus diesem Grund ist das Modell von **Thiruvengadam** nicht für die Beschreibung des nichtlinearen Tragverhaltens des Ausfachungsmauerwerkes geeignet. Die Konfiguration des Modells, die eine hohe Anzahl an Stäben aufweist, wurde jedoch von vielen Wissenschaftler*innen übernommen, weil sie in der numerischen Untersuchung von Ausfachungen mit Öffnungen Vorteile bringt [35].

Basierend auf dem Ansatz von **Stafford Smith** [52], haben **König** und **Schmidt** [67] unter Anwendung der Finite-Elemente Rechnung ein modifiziertes Ersatzstabmodell vorgestellt, der zwei diagonale Ersatzstäbe beinhaltet. Wie in *Abbildung 21* zu sehen ist, verbindet der erste Diagonalstab die Riegel bzw. der zweite die Stützen miteinander. Aufgrund dieser Anordnung ist dieses Modell von einer mittigen Durchkreuzung der Stäbe gekennzeichnet. Die Ersatzsteifigkeiten der diagonalen Druckstreben können laut **König** und **Schmidt** in drei Schritten abgeleitet werden. An erster Stelle steht die Ermittlung der Kontaktspannungen und Kontaktlängen zwischen Rahmen und Ausfachung mittels Finite-Elemente-Berechnung. Nachdem die vier Verläufe der Kontaktnormalspannungen bekannt sind, können die Ersatzstäbe geometrisch angeordnet werden, wobei die An-

schlusspunkte der Stäbe mit den Schwerpunkten der Kontaktspannungsverläufe übereinstimmen müssen (siehe *Abbildung 21*). Die Ermittlung der Ersatzsteifigkeiten der Stäbe erfolgt im letzten Schritt über die Bestimmung der Ersatzquerschnitte der Stäbe. Dies geschieht, wenn man das tatsächliche Finite Elemente Modell dem Ersatzstabmodell gegenüberstellt. Unter der Bedingung, dass beide Systeme dieselbe Horizontalverschiebung aufweisen, werden die Querschnitte der Ersatzstäbe ermittelt [67].

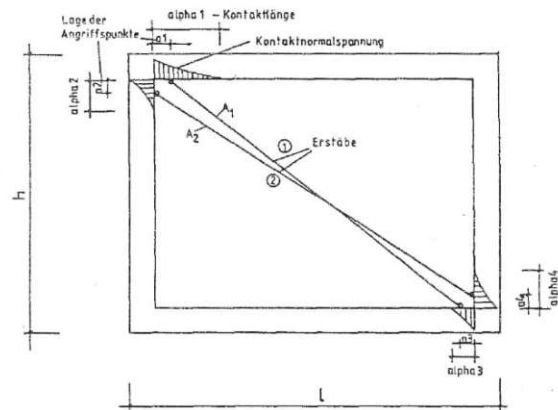


Abb. 21: Modell mit zwei Druckstreben von **König** und **Schmidt** (1990) [67]

Chrysostomou [68] und **Chrysostomou et al.** [69] haben in ihren Untersuchungen des Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerken unter Erdbebeneinwirkung darauf abgezielt, ein Modell vorzustellen, das den Steifigkeits- und Festigkeitsverlust der Ausfachung aufgrund der fortschreitenden Belastung berücksichtigt. Wie in *Abbildung 22* zu sehen ist, weist dieses Modell anstelle der Ausfachung sechs Diagonalstäbe auf. Genauer genommen geht es um drei aktive, parallele Druckstreben in jeder Belastungsrichtung. Die Abstände der seitlich angeordneten Streben von der Hauptstrebe aus sind durch die Parameter αh und αL definiert. Diese Parameter geben die Stellen im Stahlbetonrahmen an, wo die Ausbildung eines plastischen Gelenks oder der Eintritt eines Schubversagens zu erwarten ist [35].

El-Dakhakhni [70], [71] und **El-Dakhakhni et al.** [72] haben ein Modell vorgestellt, indem das nichtlineare Tragverhalten des ausgemauerten Stahlbetonrahmens auch durch sechs Diagonalstäbe abgebildet ist. Der Unterschied im Vergleich zu dem Modell von **Chrysostomou** besteht in der Ausrichtung der seitlichen Streben gegenüber der Hauptstrebe. Bei beiden Modellen sind je Belastungsrichtung nur die Hälfte der Streben aktiv. Die Parallelität ist hier nur zwischen den seitlichen Streben gegeben (siehe *Abbildung 23*). Die genaue Position der Diagonalen ist durch die Parameter $\alpha_c h$ und $\alpha_b L$ festgelegt. Durch diese Anordnung wurde eine realitätsnähere Abbildung der auftretenden plastischen Gelenke angestrebt [13], [35].

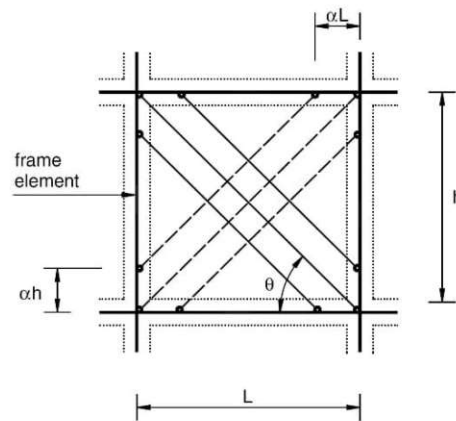


Abb. 22: Modell mit sechs Druckstreben von **Chrysostomou** (1991) [68] und **Chrysostomou et al.** (2002) [69]

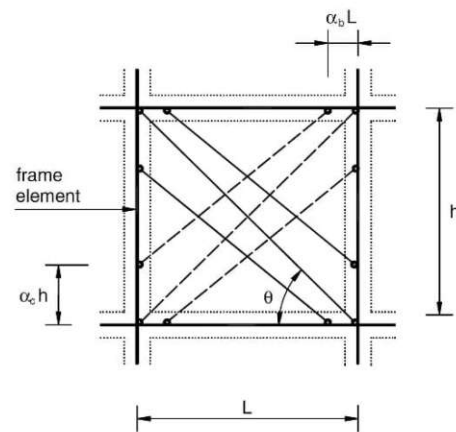


Abb. 23: Modell mit sechs Druckstreben von **El-Dakhakhni** (2000, 2002) [70], [71] und **El-Dakhakhni et al.** (2001) [72]

Crisafulli [73] untersuchte im Zuge seiner Dissertation den Einfluss der Strebenanzahl eines Modells auf die Antwort des Systems, bestehend aus Stahlbetonrahmen und Ausfachung. Das Hauptaugenmerk lag auf der Bestimmung der Steifigkeit der Modelle und die Ermittlung der Strebenkräfte, die Biegemomente in den Stahlbetonelementen verursachen. Makromodelle mit einfachen, zweifachen und dreifachen Druckstreben wurden einer detaillierten FEM-Analyse gegenübergestellt. Es stellte sich heraus, dass sich die Modelle in ihrer Steifigkeit nicht stark unterscheiden. Es ist jedoch anzumerken, dass Modelle mit zwei und drei Druckstreben im Vergleich zu den anderen zwei Modellen eine geringere Steifigkeit aufweisen, die von der Konfiguration der Streben innerhalb des Rahmens abhängig ist. Im Vergleich zu dem FEM-Modell, ruft das Modell mit zwei Streben höhere Biegemomente in den Rahmenelementen hervor, während das Modell mit drei Streben realitätsnähere Momentenverläufe liefert. In dieser Hinsicht liegen die Momentenverläufe des einfachen Makromodells von den Momentenverläufen der FEM-Analyse

am weitesten entfernt. **Crisafulli** bevorzugte das Modell mit zwei Streben, welches einfacher handzuhaben ist als das dreifache Druckstrebenmodell und das im Stande ist, die Biegebeanspruchung der Stahlbetonbauteile wiederzugeben [35].

In einer anderen Arbeit stellten **Crisafulli** und **Carr** [74] ein verfeinertes Makromodell vor, das zusätzlich zu den zwei parallel angeordneten Druckstreben, ein neues Element beinhaltet (siehe *Abbildung 24*). Dieses Element ist eine Feder und hat die Funktion, ein mögliches horizontales Gleiten entlang der Lagerfugen infolge Schubbeanspruchung abzubilden. Dieses Modell kann somit im Vergleich zu den einfacheren Modellen bestimmte Verhaltensweisen des Ausfachungsmauerwerks besser erfassen. Mithilfe der Makromodelle, die in diesem Abschnitt erwähnt wurden, können die Steifigkeit und Festigkeit des Ausfachungsmauerwerks großer Stahlbetonskelettbauten theoretisch unkompliziert ermittelt werden [35].

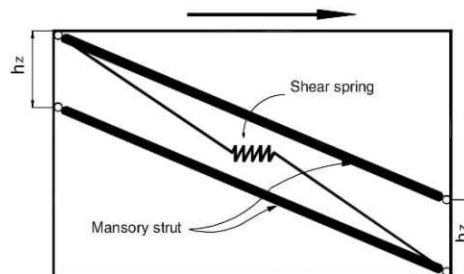


Abb. 24: Modell mit zwei Druckstreben und Feder von **Crisafulli** und **Carr** (2007) [74]

3.2.6 Mikromodellierung

Das Konzept der Makromodellierung zielt auf eine vereinfachte Beschreibung der zusammengesetzten Konstruktion, bestehend aus einem Rahmentragwerk und Ausmauerung ab. Die Vereinfachung besteht darin, das Ausfachungsmauerwerk idealisiert durch einen oder mehrere diagonale Druckstäbe zu ersetzen. Diese Idealisierung gilt als Grundstein in der Entwicklung unterschiedlicher Berechnungsmethoden. Jede dieser Methoden beinhaltet ein Makromodell, welches das globale Tragverhalten von Ausfachungsmauerwerk auf analytischem Weg mehr oder weniger genau erfasst. Bei der Verwendung von Makromodellen hat man den großen Vorteil, dass die Berechnungen rechentechnisch nicht allzu komplex sind. Im Allgemeinen können die Rechenschritte solcher Aufgaben handschriftlich bewältigt werden. Es muss jedoch in Kauf genommen werden, dass die Ergebnisse solcher Untersuchungen lediglich eine Abschätzung darstellen [50].

Bei der Mikromodellierung steht die exakte Darstellung des ausgefachten Rahmensystems im Vordergrund. Aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens der zusammengesetzten Konstruktion und die daraus resultierende Komplexität, existiert bei dieser Herangehensweise keine analytische Lösung des Problems. Eine detaillierte Analyse des Ausfachungsmauerwerks, die das reale Verhalten der Rahmenelemente, der Mauersteine und des Mörtelbetts in der Lager- und Stoßfuge explizit berücksichtigen, kann nur mithilfe numerischer Verfahren durchgeführt werden. In den letzten Jahrzehnten hat die

Entwicklung leistungsfähiger Computer den Fortschritt von numerischen Verfahren begünstigt. Die Finite Elemente Methode hat sich als numerisches Verfahren bei der Lösung unterschiedlicher Problemstellungen im Ingenieurwesen etabliert [19].

Die Abbildung des ausgemauerten Rahmensystems als Mikromodell strebt eine realitätstreue Untersuchung unterschiedlicher Effekte wie Schwinden, Rissentstehung und Erscheinungen, die auf Druckversagen zurückzuführen sind, an. Die Interaktion in der Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausmauerung und die Interaktion zwischen den Elementen der Ausmauerung spielen bei der Mikromodellierung auch eine maßgebende Rolle. Da Mikromodelle vielen Anforderungen gerecht werden müssen, ist die Entwicklung solcher Modelle sehr aufwendig und im Allgemeinen nur mit Durchführung von Versuchen möglich. Das ist der Tatsache geschuldet, dass die Materialeigenschaften und das nichtlineare Materialverhalten der einzelnen Modellkomponenten unbekannt sind. Die Formulierung von Mikromodellen ist nur mithilfe leistungsstarker Computer möglich, da der Rechenaufwand einer detaillierten Finite Elemente Methode Analyse sehr hoch ist [50].

Im Zuge einer Analyse des Ausfachungsmauerwerkes mittels Finite Elemente Methode ist laut **Dawe et al.** [75] das nichtlineare Tragverhalten der Ausfachung und des Stahlbetonrahmens und die komplexe Wechselwirkung in der Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausfachung zu berücksichtigen. Das nichtlineare Tragverhalten der Ausfachung ist auf die Rissentstehung zufolge Schub- und Zugbeanspruchungen und Zertrümmerung des Mauerwerksgefüge aufgrund hoher Druckbeanspruchungen zurückzuführen. Im Fall des Stahlbetonrahmens handelt es sich um die Ausbildung von plastischen Gelenken infolge der Biege-, Normal- und Schubbeanspruchung. Die Wechselwirkung in der Kontaktfläche ist komplex, da hier aufgrund der Herstellung die Passform nicht immer gegeben ist oder ein durchgehender Spalt auftreten kann. Unter Belastung kann in der Kontaktfläche ein Schlupf auftreten, wenn die Verbundfestigkeit in der Fuge überschritten wird. Der Reibungswiderstand ist für das Verhalten in den druckbeanspruchten Bereichen der Fuge verantwortlich, wobei sich in den restlichen Bereichen ein Spalt bilden kann [50].

Die ersten, die versuchten das Tragverhalten des Ausfachungsmauerwerkes mittels Finite Elemente Methode abzubilden, waren **Mallick** und **Severn** [76]. Im Zuge ihrer Forschungsarbeit modellierten sie die Ausmauerung als ebene rechteckige finite Schalenelemente und den Rahmen als finite Balkenelemente (siehe *Abbildung 25*), um die aussteifende Wirkung der Ausfachung eines einfeldrigen, eingeschößigen Rahmensystems zu bestimmen. Der Rahmen kann im Allgemeinen auch als Schalenelement abgebildet werden. Die größte Herausforderung liegt bei der Modellierung der Schnittstelle zwischen den Rahmen- und Ausfachungselementen. Um die Wechselwirkung zwischen den Elementen des Systems erfassen zu können, führten **Mallick** und **Severn** und andere Autoren Schnittstellenelemente im Modell ein. Diese Elemente müssen zum einen im Stande sein, in druckbeanspruchten Bereichen die Wirkung zufolge Reibung wiederzugeben und zum anderen, eine Spaltausbildung in den restlichen Bereichen zuzulassen [13].

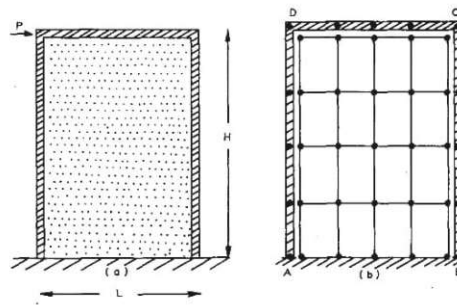


Abb. 25: Idealisierung des Ausfachungsmauerwerkes als FEM-BEM-Modell nach **Mallick** und **Severn** (1967) [76]

In einer weiteren Forschungsarbeit untersuchten **Mallick** und **Garg** [77] den Einfluss der Öffnungen und des Schubverbundes in der Zwischenfuge auf die Steifigkeit von ausfachten Stahlbetonrahmen. Die ausbetonierten Stahlbeton-Versuchsrahmen, die in *Abbildung 26* zu sehen sind, wurden mit und ohne einer Schubverbindung hergestellt und unter Einwirkung einer Horizontalkraft geprüft. Eine Gegenüberstellung dieser Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der FEM-Analyse ergab eine gute Übereinstimmung [50].

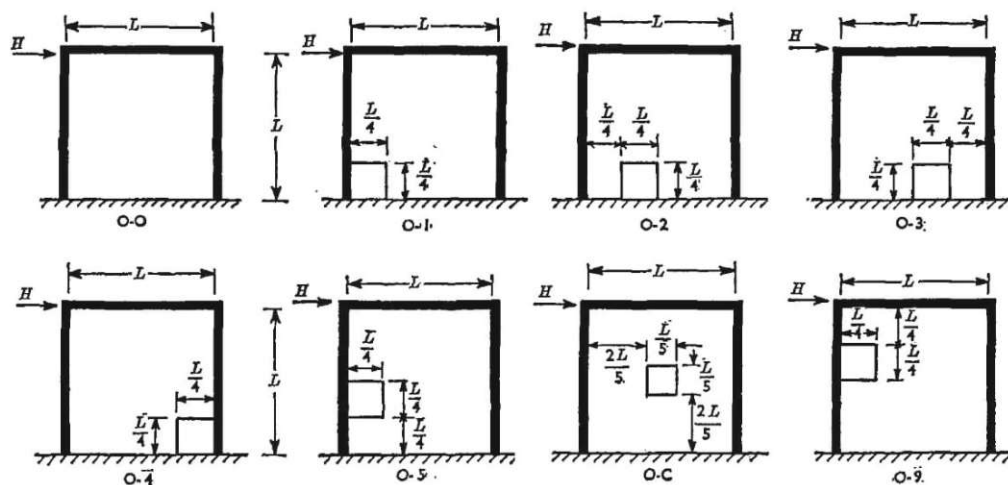


Abb. 26: Versuchskörper mit Öffnungen an unterschiedlichen Stellen von **Mallick** und **Garg** (1971) [77]

Die Forschungsanstrengungen von **Mallick et al.** [76], [77] zeigten, dass es unter Anwendung der Finite Elemente Methode möglich ist, das Tragverhalten in der Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausfachung näher zu betrachten, indem man die Kräfteverteilung in den Schnittstellenelementen beobachtet [50]. Genauer genommen geht es um eine genauere Bestimmung der Kontaktlänge, die laut **Stafford Smith** und **Carter** [17] von der relativen Steifigkeit zwischen Rahmen und Ausfachung abhängt und die Erfassung des Reibungsverlustes in der Kontaktfläche aufgrund der fortschreitenden Belastungsgeschichte. Da die Schnittelemente nicht im Stande sind Zugkräfte zu übertragen, können mit einem derartigen FEM-BEM-Modell auch das Eintreten eines Schlupfs und die Ausbildung eines Spalts in der Kontaktfläche dargestellt werden [50].

Papia [78] untersuchte mithilfe eines verfeinerten FEM-BEM-Modells (siehe *Abbildung 27*) die globale Steifigkeitsveränderung des Ausfachungsmauerwerkes in Bezug auf die geometrischen und mechanischen Eigenschaften [13].

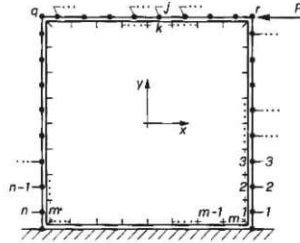


Abb. 27: Idealisierung des Ausfachungsmauerwerkes als FEM-BEM Modell nach **Papia** (1988) [78]

Dhanasekar und **Page** [79] untersuchten auch den Einfluss der Materialeigenschaften auf das Tragverhalten des Ausfachungsmauerwerkes mittels Finite Elemente Methode untersucht und kamen unter anderem zu der Schlussfolgerung, dass das Verhältnis zwischen Scherfestigkeit bzw. Verbundfestigkeit und Druckfestigkeit des Mauerwerkes das globale Verhalten stark beeinflusst [79].

Auf Basis der FEM-Analyse schlug **Asteris** [80] eine Methode zur Bestimmung der Steifigkeit von Ausfachungsmauerwerken vor. Mit Hilfe dieser Methode führte er Untersuchungen zur Bestimmung des Steifigkeitsverlustes des ausgemauerten Rahmensystems bei Vorhandensein von Öffnungen durch. Die Untersuchungen begrenzten sich erstmal auf die in *Abbildung 28* zu sehenden Anordnungen, d.h. auf ebene einstöckige Rahmen mit unterschiedlich großen quadratischen Öffnungen. Diese wurden um vier Anordnungen aus *Abbildung 29* ergänzt. Die Anordnung der Ausfachungen in dem dreigeschoßigen Rahmensystem hat einen großen Einfluss auf die Aufnahme der Horizontalkräfte durch die Rahmenstützen. In den Geschoßen, wo eine Ausfachung vorhanden ist, werden die Stützen entlastet, während in den weichen Geschoßen der zwei innenliegenden Modelle (siehe *Abbildung 29*), die Stützen im Vergleich zu dem Rahmensystem ohne Ausfachungen höheren Kräften ausgesetzt werden [19].

Mehrabi und **Shing** [81] und **Shing** und **Mehrabi** [82] haben numerisch und rechen-technisch sehr anspruchsvolle nichtlineare Mikromodelle entwickelt, die im Stande sind das tatsächliche Tragverhalten der Rahmenelemente, der Mauersteine und des Mörtelbetts in der Lager- und Stoßfuge explizit zu modellieren (siehe *Abbildung 30*) [13].

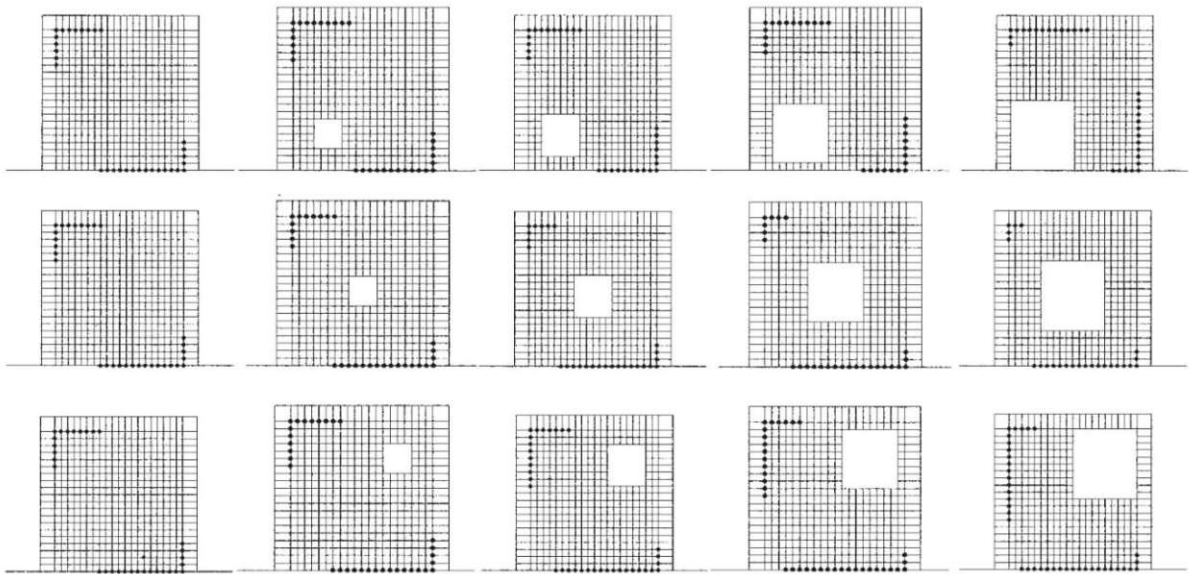


Abb. 28: Untersuchung der Ausfachung-Rahmen-Wechselwirkung bei unterschiedlichen Anordnungen und Größen der Öffnung nach Asteris (2003) [80]

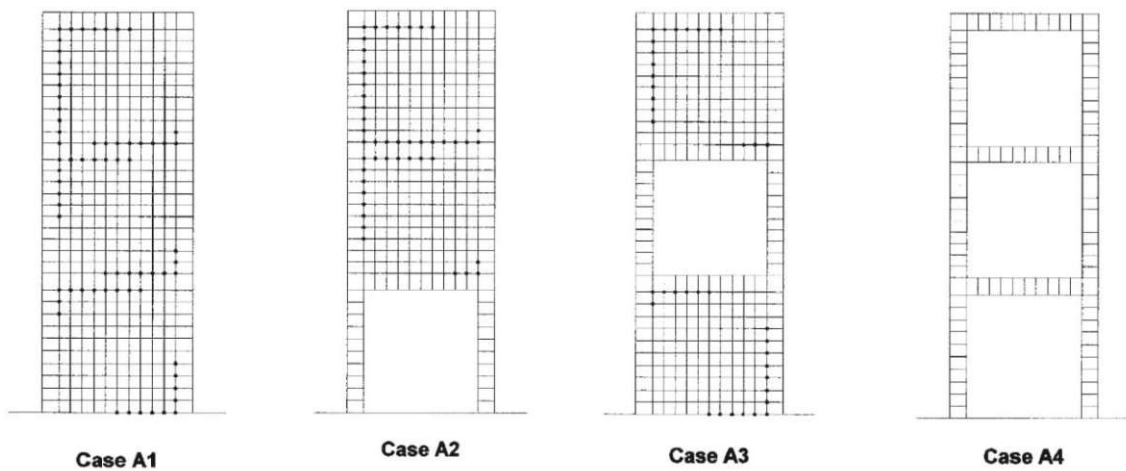


Abb. 29: Untersuchung von mehrgeschoßigen ausgemauerten Rahmensystemen nach Asteris (2003) [80]

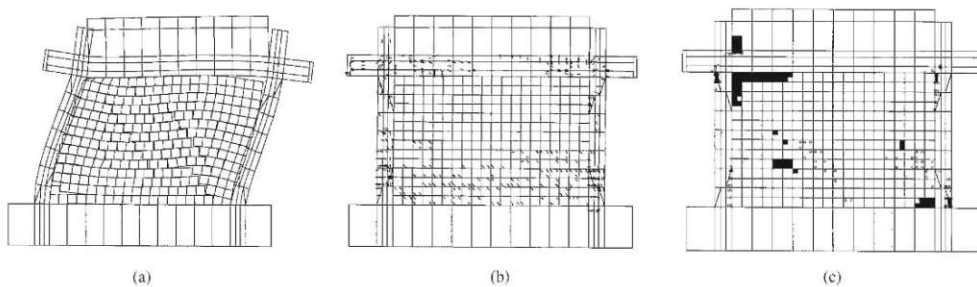


Abb. 30: Realitätstreues Mikromodell von Mehrabi und Shing (1997) [81], Shing und Mehrabi (2002) [82]

3.2.7 Zusammenfassung der Modellierungsstrategien für Ausfachungen

Im Laufe der letzten sieben Jahrzehnte wurden diverse Strategien für die Erfassung und die Modellierung des Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerken entwickelt und überarbeitet. Trotz der bisherigen aktiven Beteiligung der Wissenschaftsgemeinschaft ist die Beantwortung der Fragestellung nach wie vor unvollständig. Grund dafür sind die hohen Anforderungen, die ein Modell erfüllen muss, welche in Form eines Spannungsdreiecks (siehe *Abbildung 31*) erläutert werden können [13].

Als Bestandteil eines ingineurmäßigen Bemessungskonzeptes muss ein Modell das tatsächliche System- und Materialverhalten ausreichend präzise abbilden. Der computergestützte Rechenaufwand darf die Leistungsfähigkeit von der in Ingenieurbüros üblich verwendeten Computerhardware nicht überschreiten. Die Rechenzeit muss ebenso für die Alltagspraxis angemessen sein. Darüber hinaus müssen die Elemente der Berechnungsmodelle während des Bemessungsvorgangs eindeutig erkennbar und manipulierbar sein [13].

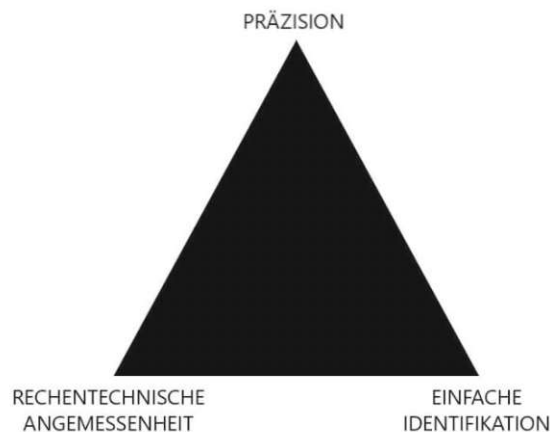


Abb. 31: Spannungsdreieck Modellierungsanforderungen eines Ausfachungsmauerwerkes

Zuallererst bietet sich das einfache Druckstrebenmodell als Berechnungsmethode in der Ingenieurpraxis an, da mit ihrer Hilfe das globale Tragverhalten komplexer räumlicher und mehrgeschoßiger Gebäude untersucht werden kann. Das Hinzufügen der eindeutig erkennbaren Druckstreben im Gesamtmodell ist ohne maßgeblicher Erhöhung des Rechenaufwands möglich. Trotz ihrer Einfachheit, liefert die Berechnungsmethode mit einem diagonalen Druckstab eine gute Abschätzung der globalen Steifigkeit und Festigkeit des Rahmensystems. Das Manko dieses Ansatzes ist die konzentrische Anordnung der äquivalenten Streben innerhalb des Rahmens, die die Interaktion im Bereich der zwei Anschlusspunkte zwischen der Druckstrebe und den Rahmenelementen nicht berücksichtigt. Somit wird nicht in Erwägung gezogen, dass aufgrund der sich einstellenden Kontaktzonen in den zwei Eckbereichen die Druckstrebenkraft eine Momenten- bzw. Querkraftbeanspruchung in den Rahmenstützen und in dem Rahmenriegel verursacht [13].

Die Makromodelle mit mehreren Druckstreben wurden entwickelt, um die Defizite der einfachen Druckstrebenmodelle zu kompensieren. Durch die Einführung von weiteren Diagonalstäben können die Wechselwirkungen in der Kontaktfläche zwischen Ausmauerung und Rahmenelementen besser abgebildet werden, wobei die einfache Identifikation der Modellelemente nicht beeinträchtigt wird. Im Hinblick einer nichtlinearen Analyse ist jedoch die Eigenschaftsdefinition der Druckstreben nicht trivial und mit Kalibrierprozessen verbunden. Die Komplexität des Berechnungsmodells erhöht sich, da im Vergleich zu dem einfachen Druckstrebenmodell, hier das Materialgesetz für mehrere Druckstäbe formuliert werden muss [13].

Im Fall von Mikromodellen, die auf der Finite Elemente Methode beruhen, erhöht sich die Präzision der Modellierung erheblich. Durch die Erreichung dieser Modellierstufe, wird das physikalische Problem der lokalen Interaktion zwischen Ausfachung und Rahmen am genauesten abgebildet. Die Nachgiebigkeit der Ausfachung entlang der Lagerfugen, das Eintreten eines Schlupfs und die Ausbildung eines Spalts in der Kontaktfläche können mittels FEM detailliert wiedergegeben werden. Auch Versteifungseffekte und Rissentstehung aufgrund von Schwinden und aufgrund des Belastungsvorgangs können hier genau modelliert werden. Trotz der vielen Vorteile, die eine Mikromodellierung anbietet, gibt es zwei Nachteile, die zu beachten sind. Die Parameter eines nichtlinearen FEM-Modells, bestehend aus Rahmen und Ausfachung, benötigen eine aufwendige und feine Kalibrierung, die meistens nur durch begleitende Versuche durchführbar ist. Diese Art der Modellierung ist so kompliziert zu handhaben, dass hier viel Erfahrung gefragt ist. Außerdem ist der Rechenaufwand so hoch, dass solche Modellierungsprozesse wegen der begrenzten Rechenkapazität und -zeit in der Ingenieurpraxis nicht praktikabel sind. Nichtsdestotrotz sind die verfeinerten FEM-Untersuchungen des Ausfachungsmauerwerks für Forschungszwecke wertvoll. Diese detaillierten Analysen können einen Beitrag in der Entwicklung von vereinfachten Berechnungsmethoden leisten [13].

In *Abbildung 32* sind die Modellierungsstrategien des Ausfachungsmauerwerkes aus der Literatur abgebildet. Im Zuge dieser Kapitel, wurden die relevanten Forschungsthemen, sowie die Modellierungsstrategien näher erläutert.

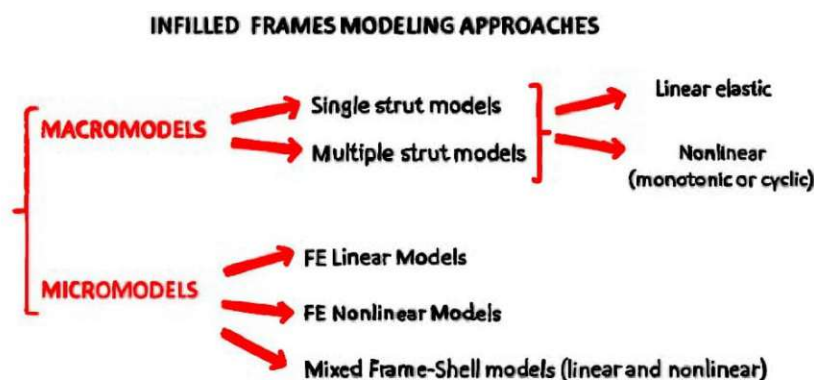


Abb. 32: Übersicht der Modellierungsstrategie des Ausfachungsmauerwerkes [en] [13]

3.3 Stand der Normung

3.3.1 Eurocode EN 1998-1:2013

Der **Eurocode 8 EN 1998-1:2013** [8] befasst sich in geringem Ausmaß mit dem Themenbereich des Ausfachungsmauerwerkes. Da das Ausfachungsmauerwerk aufgrund ihrer Ausführung keine Vertikalkräfte aufnimmt, ordnet die europäische Norm das Ausfachungsmauerwerk als nichttragendes Konstruktionselement ein. Daraus folgt, dass das Ausfachungsmauerwerk die generellen Anforderungen, die an nichttragende Elemente gestellt werden, erfüllen muss. Die Norm beinhaltet jedoch einige Unterkapitel, die den ausgemauerten Rahmenkonstruktionen gewidmet sind. Aus diesem Grund werden in diesem Absatz vier relevante Aspekte hervorgehoben.

Eine willkürliche Anordnung von Ausmauerungen in den einzelnen Geschoßen sollte vermieden werden, da sie die Steifigkeit und die Festigkeit der tragenden Konstruktionselemente und somit das Tragverhalten der Gebäude im Erdbebenfall negativ beeinflussen könnte. Im Fall einer starken Unregelmäßigkeit der Ausfachungen im Grundriss schreibt die Norm eine räumliche Empfindlichkeitsuntersuchung der Gesamtkonstruktion vor. Die Ausfachungen, samt ihrer Position und Eigenschaften müssen Bestandteil der Analyse sein. Es soll untersucht werden, welche Auswirkung der Ausfall einer sensibel angeordneten Ausfachung auf das Gesamttragverhalten hat [8]. Trotz dieser generellen Anforderung gibt der **Eurocode 8** jedoch nicht an, wie die Untersuchung modellmäßig und rechenstechnisch zu realisieren ist.

Das Vorhandensein von weichen Geschoßen in einem Gebäude führt zu einer erheblichen Unregelmäßigkeit im Aufriss. Wenn das der Fall ist, sieht der **Eurocode 8** eine Erhöhung der Beanspruchungen zufolge Erdbeben auf die vertikal tragenden Bauteile des maßgebenden Geschoßes vor. Die Erhöhung der seismischen Last kann laut Norm durch das Multiplizieren der berechneten Beanspruchungsgröße mit einem Vergrößerungsbeiwert η erfolgen [8]:

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Sigma V_{Ed}} \quad (3-22)$$

In der Gleichung (3-22) steht ΔV_{Rw} für die Gesamtabnahme der Beanspruchbarkeit der Mauerwerkswände im betroffenen Geschoß, im Vergleich zum stärker mit Ausfachungen versehenen Geschoß unmittelbar darüber und ΣV_{Ed} für die Summe der Erdbebenschubkräfte, die an allen vertikalen primären seismischen Bauteilen des betroffenen Geschoßes angreifen [8].

Der **Eurocode 8** erkennt die hohen Unsicherheiten, die Mauerwerksausfachungen aufgrund ihres spröden Tragverhaltens mit sich bringen, an. Diese Unsicherheiten, die auf die streuende Materialeigenschaften und auf die komplexe Interaktion mit der Rahmenkonstruktion zurückzuführen sind, müssen laut Norm berücksichtigt werden. Ziel dieser Anforderung im Erdbebenfall ist die Schadensbegrenzung, damit dem schlagartigen Versagen, dem Ausknicken oder dem Einsturz der Ausmauerungen möglichst vorgebeugt wird [8].

Auf die Problematik der lokalen Wechselwirkung zwischen Ausfachung und Rahmen in den Eckbereichen und die daraus resultierende Biege- und Querkraftbeanspruchung der Rahmenelemente wird ebenfalls hingewiesen [8].

Laut der Norm soll hier sichergestellt werden, dass die oben genannten Effekte die Tragsicherheit von Gebäuden nicht negativ beeinflussen. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, benötigt man jedoch in der Ingenieurpraxis klarere Anweisungen und normativ geregelte Berechnungsmodelle. Bis dato gibt es im **Eurocode 8** kein Nachweisformat, das den Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion modellbasiert und rechentechnisch berücksichtigt.

3.3.2 FEMA 356

Die Bundesagentur für Katastrophenschutz FEMA (Federal Emergency Management Agency) der Vereinigten Staaten hat hingegen im Jahr 2000 das Dokument **FEMA 356** [16] veröffentlicht, welches das Themengebiet Ausfachungsmauerwerk umfassender behandelt. Dieses Dokument lässt explizit die Bemessung einer Skelettkonstruktion, samt ihrer Ausfachungen mittels der Finite Elemente Methode zu. Zusätzlich stellt es ein Nachweisformat, das auf dem Ansatz von **Mainstone** [57] beruht, zur Verfügung. Es handelt sich um die Berücksichtigung der Ausmauerung mithilfe des Druckstrebenmodells. Im Mittelpunkt dieses Bemessungsverfahrens steht die Ermittlung der Ersatzbreite der Strebe durch die Bestimmung des w/d Wertes:

$$\frac{w}{d} = 0.175(\lambda h')^{-0.4} \quad (3-23)$$

Wie am Anfang des Kapitels erläutert, erfolgt die Bestimmung der Strebenbreite w unter Einbeziehung der dimensionslosen Parameter $\lambda h'$ und der Winkel θ der Druckstrebe:

$$\lambda h' = h'^4 \sqrt{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_f I_c h}} \quad (3-24)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h}{l}\right) \quad (3-25)$$

Während die geometrischen Parameter der Formulierungen (3-23), (3,24) und (3-25) in *Abbildung 33* zu finden sind, steht t für die Stärke der Ausfachung, E_i bzw. E_f für das Elastizitätsmodul der Ausfachung bzw. des Rahmens und I_c für das Flächenträgheitsmoment der Stütze. Unter Berücksichtigung der dimensionslosen Parameter $\lambda h'$ fließt bei diesem Berechnungsmodell das Steifigkeitsverhältnis zwischen Rahmen und Ausfachung in der Bestimmung der Gesamtsteifigkeit ein. Durch die Verwendung dieses Berechnungsmodells, können die Ausfachungen eines Rahmentragwerkes als diagonale Druckstreben in dem Gesamtmodell berücksichtigt werden. Die Gesamtkonstruktion kann in weiterer Folge einer Steifigkeits- und Tragfähigkeitsanalyse infolge Erdbeben unterzogen werden.

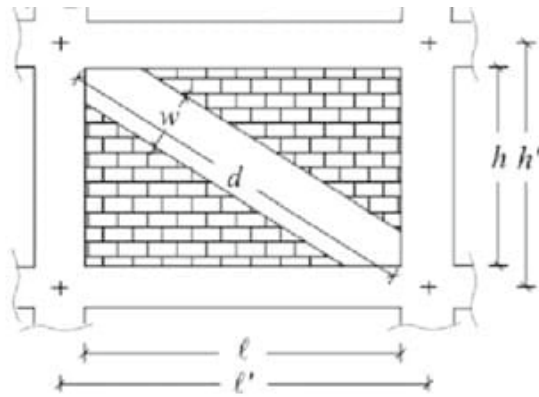


Abb. 33: Parameter der Druckstrebe [13]

Das **FEMA 356** Dokument behandelt auch das Spannungsfeld der lokalen Interaktion zwischen Ausfachung und Rahmen. Es schreibt vor, dass die Rahmenstützen und -riegel tragfähig genug sein müssen, um die zusätzliche Druckstrebenkraft aufgrund der Interaktion mit der Ausmauerung aufnehmen zu können. Wenn diese Tragfähigkeitsnachweise nicht mithilfe einer verfeinerten FEM-Analyse durchgeführt werden, gibt die **FEMA 356** einen Weg vor, wie diese Nachweise vereinfacht zu realisieren sind. Ein Biege- und Querkraftnachweis ist laut amerikanischer Norm als erstes innerhalb der effektiven Wirkungslänge der Druckstrebe zu führen. Die effektive Wirkungslänge wird laut *Abbildung 34* für die Stütze und den Stiel getrennt ausgegeben. Die Ermittlung der Längen erfolgt gemäß folgenden Gleichungen [13]:

$$l_{ceff} = \frac{w}{\cos \theta_c}; \quad \tan \theta_c = \frac{h - l_{ceff}}{l} \quad (3-26)$$

$$l_{beff} = \frac{w}{\sin \theta_b}; \quad \tan \theta_b = \frac{h}{l - l_{beff}} \quad (3-27)$$

Die Parameter der Gleichungen (3-26), (3-27) sind in *Abbildung 34* veranschaulicht. Die **FEMA 356** verlangt beim Auftreten eines plastischen Gelenks am Ende der Wirkungslängen zusätzliche Querkraftnachweise des Stützen- und Stielquerschnittes [13].

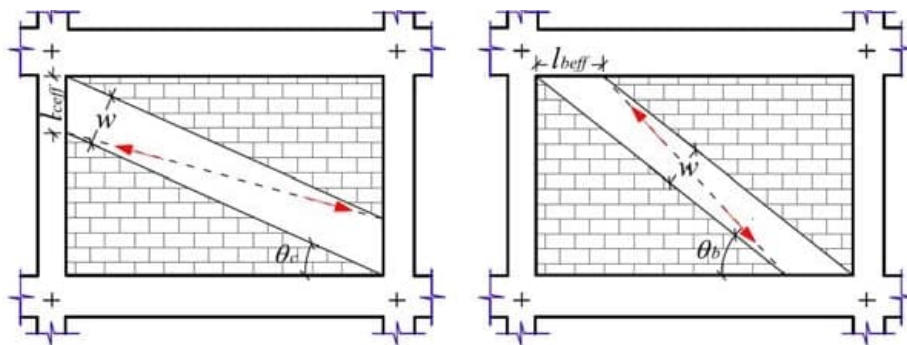


Abb. 34: Effektive Wirkungslängen der Druckstrebe für den Tragfähigkeitsnachweis der angrenzenden Stütze bzw. Riegel nach FEMA 356 [8], [13]

3.4 Herausforderungen beim Erfassen und Modellieren des Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerken

3.4.1 Tragfähigkeitsanalyse mittels Traglastverfahren der Plastizitätstheorie

Ein Großteil der erläuterten Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Tragfähigkeit und Steifigkeit von ausgemauerten Rahmensystemen beruhen auf Verfahren der Elastizitätstheorie. Die Steifigkeitsabnahme des Systems aufgrund des fortschreitenden Belastungsvorgangs und des nichtlinearen Materialverhaltens wird meistens bei diesen Methoden nur indirekt berücksichtigt. Aus diesem Grund stellten einige Autoren Berechnungsmethoden vor, die das Traglastverfahren der Plastizitätstheorie anwenden [83].

Wood [84] präsentierte in seiner Arbeit unter Annahme eines ideal plastischen Materialverhaltens vier idealisierte Versagensmodi. Bei den Untersuchungen handelte es sich um einen Stahlrahmen und eine Mauerwerksausfachung. In *Abbildung 35* sind die Versagensmodi zu sehen, wobei die auftretenden Fließgelenke der Rahmenkonstruktion als Kreispunkte gekennzeichnet sind [85].

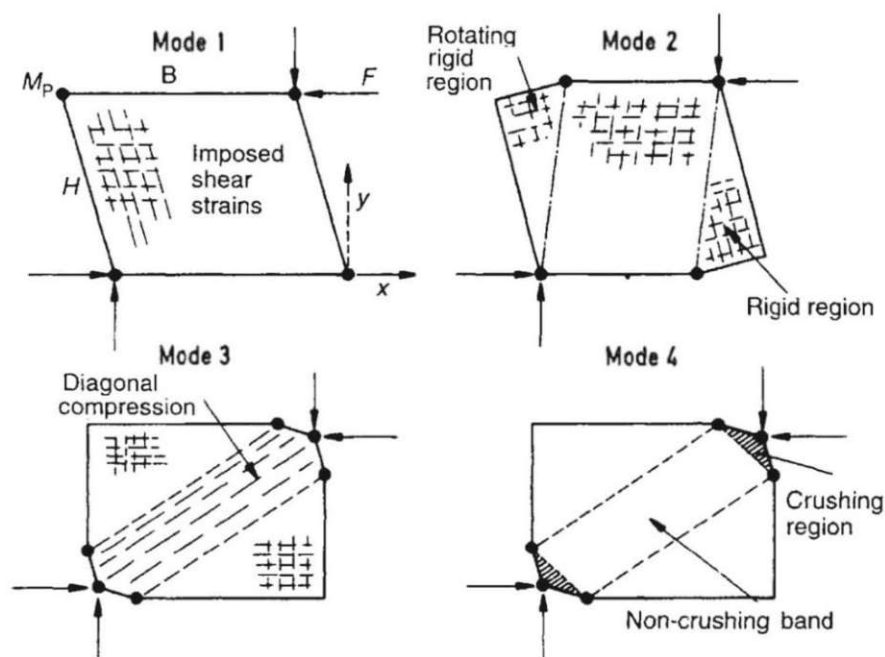


Abb. 35: Idealisierte plastische Versagensmodi nach **Wood** (1978) [84]

Da Modus 1 von einem starken Rahmen und einer schwachen Ausfachung gekennzeichnet ist, versagt die Ausfachung unter Schubbeanspruchung. Bei Modus 2 ist eine Ausfachung in mittelstarker Ausführung zu finden, die ein Rotations-Schubversagen erleidet. Die Fließgelenke in den zwei unbelasteten Ecken befinden sich jedoch im Vergleich zu Modus 1 im Riegelquerschnitt. Die Fließgelenke sind bei Versagensmodus 3 und 4 an derselben Stelle. Ein schwach ausgeführter Rahmen in Kombination mit einer starken Ausfachung wie bei Modus 3 führt zu einem Diagonalversagen der Ausfachung. Wenn der Rahmen sehr schwach ausgeführt wird, tritt der Versagensmodus 4 ein. In diesem Fall handelt es sich um ein Versagen des Eckbereichs aufgrund zu hoher Druckspannungen [85].

Laut **Wood** hängt die Versagensart vom Parameter m ab, wobei die Tragfähigkeit des Systems mittels oberen Grenzwertsatz des Traglastverfahrens ermittelt wird. Der Parameter m beschreibt das Festigkeitsverhältnis zwischen dem Rahmen und der Ausfachung, indem er die Biegefestigkeit des Rahmenquerschnitts mit der Druckfestigkeit des Ausfachungsquerschnitts vergleicht [85]. Da sich die Ausfachung im Modell ideal plastisch verhält, wurde von **Wood** ein empirischer Faktor δ_p zur Verminderung der Ausfachungsfestigkeit eingeführt [85]. Unter Anwendung dieser Berechnungsmethode kann die maximal aufnehmbare Horizontallast des ausgefachten Rahmentragwerkes ermittelt werden. Die Methode wurde hauptsächlich für Stahlrahmen entwickelt. Der Autor spricht sich nicht gegen eine Verwendung der Methode für ausgemauerte Stahlbetonrahmen aus. Man muss jedoch in Kauf nehmen, dass der Stahlbetonquerschnitt gegen Schub versagensanfälliger ist als die Stahlquerschnitte [19].

Was die realitätstreue Abbildung des Tragverhaltens angeht, hat diese Methode von **Wood** durch die Annahme eines ideal plastischen Materialverhaltens der Ausfachung einen Nachteil. Die Verminderung der überschätzten Tragfähigkeit auf einem realistischen Niveau geschieht über einen Umweg, nämlich durch die Reduzierung der Ausfachungsfestigkeit mithilfe eines empirischen Faktors δ_p . **Saneinejad** und **Hobbs** [83] sind der Meinung, dass dieser Ansatz nicht wirklichkeitstreu und präzise genug für die Bestimmung des Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerken ist [83].

Liau und **Kwan** [86] stellten, basierend auf experimentellen Versuchen und nichtlinearer FEM-Analyse, eine einheitliche plastische Tragfähigkeitsanalyse für ausgefachte Rahmen mit einem Feld und mehreren Geschoßen vor. Die Formulierung der Berechnungsmethode berücksichtigt zwei wichtige Aspekte, nämlich die Spannungsumlagerung am Ende des Belastungsvorgangs aufgrund der Nichtlinearität und die Bedingungen in der Kontaktfläche zwischen Ausfachung und Rahmenelementen [19].

Im Zuge der Arbeit wurden drei Modelle mit unterschiedlichen Fugenausführungen untersucht. Das erste Modell weist keine Schubverbindung in der Kontaktfläche auf. Am Anfang des Belastungsvorgangs war aufgrund des Schwindens der Ausfachung eine fehlende Passform in den Fugen vorhanden. Dies führte dazu, dass die Druckstrebenwirkung der Ausfachung frühzeitig aktiviert wurde. Bei dem zweiten Modell ist eine Schubverbindung nur zwischen Ausfachung und Rahmenriegel zu finden. Diese Verbindung bewirkte ein annähernd lineares Tragverhalten bei kleinen horizontalen Verschiebungen. Mit der Erhöhung der Belastung hat die Schubverbindung allmählich nachgelassen. Beim Erreichen von ungefähr einem Drittel der Traglast bildeten sich in den unbelasteten Ausfachungsecken Risse unter 45 Grad aus. Das dritte Modell wurde mittels Schubverbinder umlaufend angeschlossen. Aus diesem Grund wies es im Vergleich zu den anderen Modellen die höchste Steifigkeit und Festigkeit auf [50].

Im Fall eines einfeldrigen, eingeschoßigen ausgefachten Rahmensystems mit umlaufender Schubverbindung definierten **Liau** und **Kwan** vier mögliche idealisierte Versagensmodi. In *Abbildung 36* sind die Versagensmodi ersichtlich, wobei die Fließgelenke mit schwarzen Kreispunkten, das Fließen der Schubverbinder mit einer starken schwarzen Linie und die zerdrückten Eckbereiche der Ausfachung mit einer grauen Schraffur ge-

kennzeichnet sind. Jedes Rahmensystem dieser vier Versagensmodi ergibt durch die Anwendung des oberen Grenzwertsatzes des Traglastverfahrens eine maximal aufnehmbare Horizontalkraft. Aus den vier ermittelten Werten ist der Kleinste für die Tragfähigkeit des tatsächlichen ausgemauerten Rahmensystems maßgebend [19].

Diese Berechnungsmethode kann grundsätzlich auch bei mehrgeschoßigen ausgefachten Rahmentragwerken angewendet werden. Die Komplexität erhöht sich, da bei dieser kinematischen Methode des Traglastverfahrens, bei der Ermittlung der Traglast alle kinematisch verträglichen Kollapsmechanismen der Struktur berücksichtigt werden müssen [19].

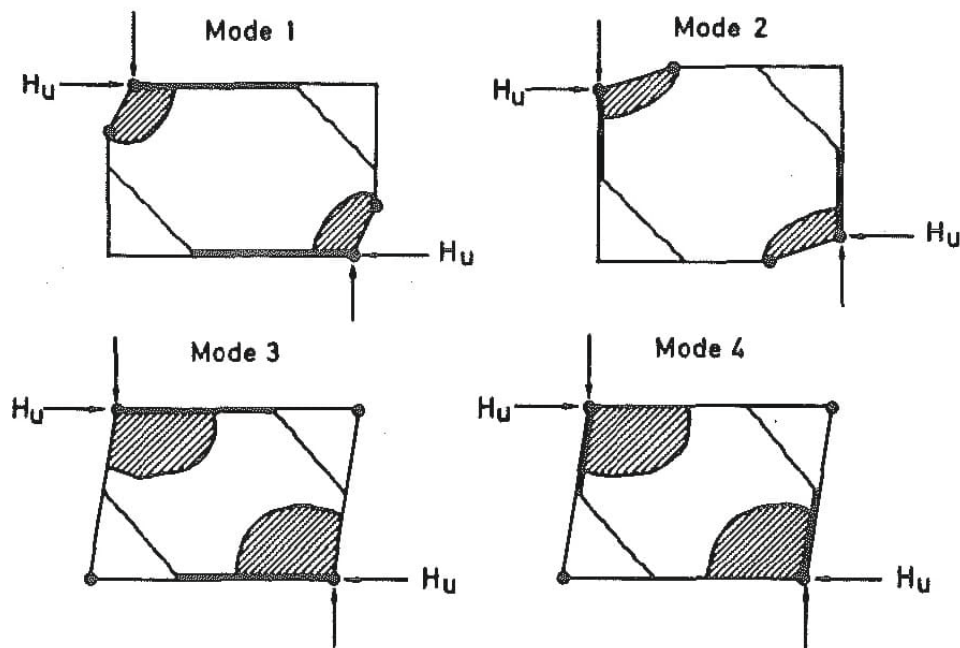


Abb. 36: Idealisierte plastische Versagensmodi bei einer Ausfachung mit umlaufendem Schubverbund nach **Liau** und **Kwan** (1985) [86]

Aufbauend auf ihre einheitliche plastische Tragfähigkeitsanalyse untersuchten **Kwan**, **Lo** und **Liau** [87] in einer späteren Arbeit sechs zweigeschoßige Stahlrahmen mit Betonausfachungen im Maßstab 1:2 experimentell und analytisch. Zwei Versuchskörper wiesen ein Feld auf, während die anderen zwei Felder hatten. Eine umlaufende Schubverbindung war bei der Hälfte der Rahmentragwerke zu finden. Den Autoren gelang es, ihre Berechnungsmethode erneut zu validieren und auf mehrfeldrige Rahmensystemen zu erweitern. Dabei waren einige Änderungen notwendig, die gemeinsam mit den zunehmenden kinematisch verträglichen Versagensmechanismen der Struktur, die Methode komplexer machen. Eine wertvolle Erkenntnis der Untersuchungen war, dass die Art des eintretenden Versagens nicht von der Fugenausführung abhängt. Trotz der unterschiedlichen Rissmuster und des Fugenversagens während des Belastungsvorgangs, erreicht der Rahmen mit umlaufenden Schubverbinder denselben Versagensmodus wie der Rahmen ohne Schubverbinder. Es ist allerdings anzumerken, dass die Schubverbinder zu einer Steigerung der Systemtragfähigkeit führen [19], [87].

3.4.2 Ermittlung der Druckstrebenbreite im Zuge der Makromodellierung

Der Hauptfokus bei der Modellierung des Ausfachungsmauerwerkes als Makromodell liegt auf die Bestimmung der Breite w des Ersatzstabes. Durch die Ermittlung dieses Parameters kann die Ausfachung durch den äquivalenten diagonalen Druckstab ersetzt werden. Dieser Druckstab weist im Allgemeinen die Stärke und die Eigenschaften der Ausfachung auf. Das resultierende Rahmensystem kann in weiterer Folge für Steifigkeits- und Tragfähigkeitsanalysen des tatsächlichen Rahmentragwerkes verwendet werden [13].

Die Anforderungen, die an die Druckstrebenbreite w gestellt werden, sind sehr hoch. Durch diese geometrische Größe muss das gesamte Tragverhalten des ausgefachten Rahmensystems abgebildet werden. Darunter fällt die Materialeigenschaft der Ausfachung in diagonalen Richtung, die Streuung und Degradation dieser Eigenschaften aufgrund des Belastungsgeschehens und das Steifigkeitsverhältnis zwischen der Ausfachung und dem Rahmen. Die Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen den Elementen des zusammengesetzten Systems bei der Bestimmung der Breite w des Ersatzstabes ist besonders wichtig, da dieses Steifigkeitsverhältnis für die Ausbildung der Kontaktlänge α entscheidend ist. Wie bereits erläutert, stellt die Kontaktlänge α die Länge, wobei die Ausfachung in Kontakt mit dem Rahmen ist, dar (siehe *Abbildung 17*) [13].

Die Autoren, die einen Beitrag bei der Entwicklung des Ansatzes der Makromodellierung geleistet leisteten, haben in ihren Formulierungen auf unterschiedlicher Art und Weise die oben genannten Faktoren bei der Ermittlung der Druckstrebenbreite w berücksichtigt. In der *Tabelle 2* sind ein Teil dieser Formulierungen zusammengefasst.

Tab. 2: Zusammenfassung der Formulierungen zur Bestimmung der Druckstrebenbreite w

Holmes (1961) [49]	$\frac{w}{d} = \frac{1}{3}$	
Stafford Smith (1966) [52]	$\frac{w}{d} = lt. Diagramm$	$\lambda h' = h'^4 \sqrt{\frac{E_i t}{4E_f I_f h}}$
Paulay & Priestley (1992) [61]	$\frac{w}{d} = \frac{1}{4}$	
Stafford Smith & Carter (1969) [17]	$\frac{w}{d} = lt. Diagramm$	$\lambda h' = h'^4 \sqrt{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_f I_c h}}$
Mainstone (1974) [57]	$\frac{w}{d} = 0.175(\lambda h')^{-0.4}$	$\lambda h' = h'^4 \sqrt{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_f I_c h}}$
Liaw & Kwan (1984) [59]	$\frac{w}{d} = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda}}$	$\lambda h' = h'^4 \sqrt{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_f I_c h}}$
Durrani & Luo (1994) [62]	$\frac{w}{d} = 0.32 \sin^{-1.5}(2\theta) \left(\frac{E_i t h'^4}{m E_c I_c h} \right)^{-0.1}$	$m = 6 \left(1 + \frac{6}{\pi} \tan^{-1} \frac{I_b h'}{I_c l'} \right)$

Die dazugehörigen $w/d - \lambda h'$ Diagramme zu den Formulierungen aus *Tabelle 2* sind in *Abbildung 37* ersichtlich. Diese Abbildung veranschaulicht, dass bei der Definition der Druckstrebenbreite w im engsten Sinne kein Konsens herrscht [35]. Der Verlauf bzw. die

Steigung der $w/d - \lambda h'$ - Kurven ist annähernd gleich, die Positionierung der Kurven in Bezug zur Diagrammordinate bzw. w/d - Achse ist hingegen unterschiedlich.

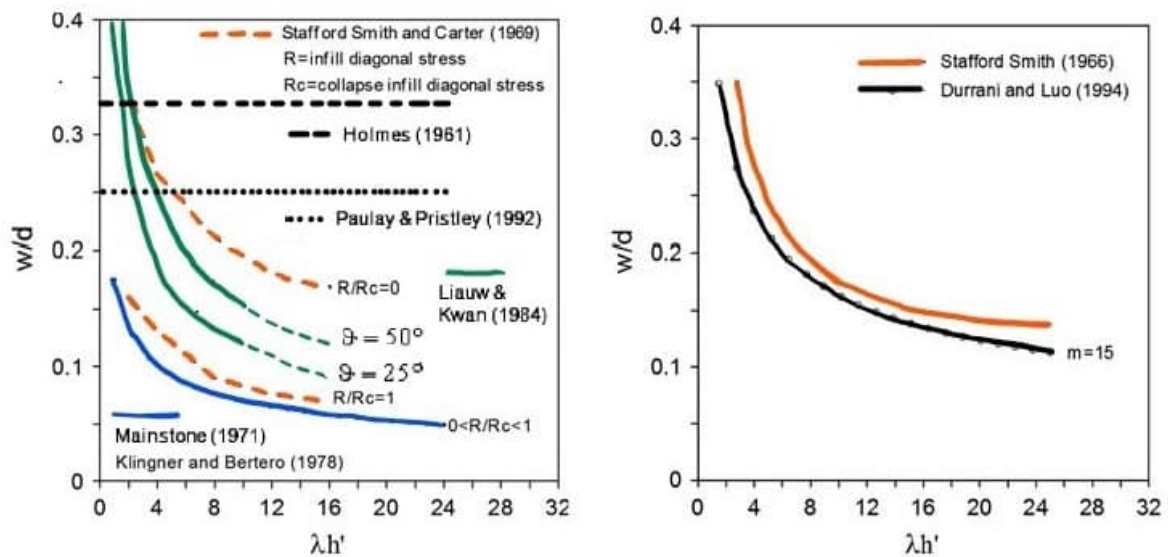


Abb. 37: $w/d - \lambda h'$ - Diagramm der unterschiedlichen Druckstrebenmodelle [13], [35]

Für die Abweichungen zwischen den $w/d - \lambda h'$ - Kurven sind die schwer zu ermittelnden Materialeigenschaften der Ausfachung entlang der Diagonale und die aufwendige Berücksichtigung der Nichtlinearität der Ausfachung verantwortlich. Diesbezüglich ist anzumerken, dass die ersten drei Formulierungen aus *Tabelle 2* darauf ausgerichtet sind, das linear elastische Tragverhalten der Ausfachung abzubilden. Die Belastungsphase, in der die Ausfachung aufgrund der Rissentstehung an Steifigkeit verliert, fließt nicht bei der Ermittlung der Breite w des Ersatzdruckstabes ein. Bei den anderen Formulierungen aus *Tabelle 2* handelt es sich um Berechnungsmethoden, die die Degradation der Ausfachung aufgrund ihres nichtlinearen Tragverhaltens anerkennen. Basierend auf diverse Annahmen berücksichtigen diese Methoden bei der Ermittlung der Druckstrebenbreite w das Tragverhalten der Ausfachung in einem Zustand der Frühhissbildung [14].

Basierend auf der Methode des äquivalenten Ersatzdruckstabes und mit der Unterstützung einer nichtlinearen FEM-Analyse stellten **Saneinejad** und **Hobbs** [83] eine Berechnungsmethode zur Untersuchung und Bemessung von Stahl- oder Stahlbetonrahmentragwerke mit Beton- oder Mauerwerksausfachung vor. Die ausgefachte Rahmenstruktur besteht als Makromodell aus einem Rahmen und einem äquivalenten diagonalen Druckstab und unterliegt Beanspruchungen in der Ebene. Die Breite w des Ersatzstabes steht in direktem Zusammenhang mit den Längen, wo die Ausfachung in Kontakt mit den Rahmenelementen kommt. Diese Kontaktlängen sind wiederum von dem Steifigkeitsverhältnis zwischen Rahmen und Ausfachung abhängig. **Saneinejad** und **Hobbs** gelang es mithilfe einer Reihe von Annahmen, die Kontaktlängen unter Berücksichtigung des elastischen und plastischen Tragverhaltens der ausgefachten Rahmen sowie des begrenzten Verformungsvermögen der Ausfachung zu definieren. Es heißt, dass diese Längen von

den plastischen Momenten der Rahmen und von Kontaktspannungen, die von einem äquivalenten Diagonalstab eingeleitet werden, abhängen. Die ganze Formulierung der Berechnungsmethode beruht im Allgemeinen auf die Gleichgewichtsbetrachtung, die in *Abbildung 38* zu sehen ist. Weiterführend können unter Anwendung dieser Methode die maximal aufnehmbare Horizontallast, die Steifigkeit und die Horizontalverschiebung des Rahmensystems bestimmt werden [13], [35], [83].

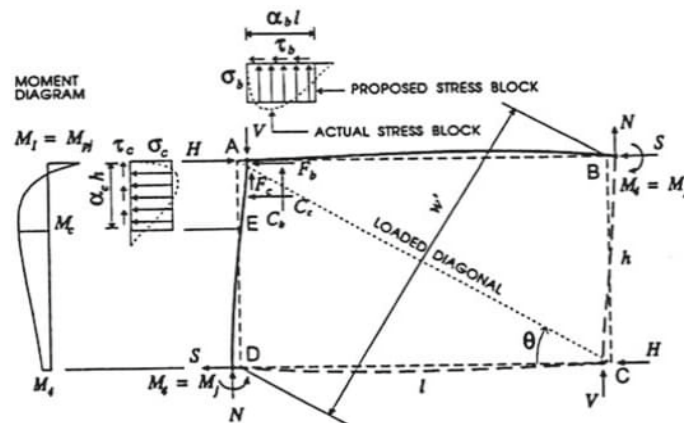


Abb. 38: Gleichgewichtsbedingungen eines ausgefachten Rahmensystems nach **Saneinejad** und **Hobbs** (1995) [83]

Hinsichtlich der Anfangssteifigkeit der ausgefachten Rahmen liefert die Methode von **Saneinejad** und **Hobbs** [83] laut **Di Trapani et al.** [13] im Vergleich zu den Methoden von **Mainstone** [55] und **Stafford Smith** [52] unterschiedliche w/d - Werte. Verantwortlich für die Unterschiede zwischen den einzelnen wissenschaftlichen Berechnungsansätzen sind im Allgemeinen die Art der Ausfachung und die Konfiguration der Versuchstests [13].

Papia et al. [65] stellte aufgrund der beschriebenen Unterschiede einen Ansatz zur Makromodellierung des Ausfachungsmauerwerkes vor, der sich auf unterschiedliche Mauerwerksarten anpassen lässt und der in weiterer Folge näher betrachtet wird. Für die Herleitung der Eigenschaften des äquivalenten Stabes wurden die Modelle aus *Abbildung 39* gegenübergestellt. Mithilfe des ersten Modells kann die Steifigkeit des ausgefachten Systems unter Berücksichtigung der maßgebenden Effekten ermittelt werden [13].

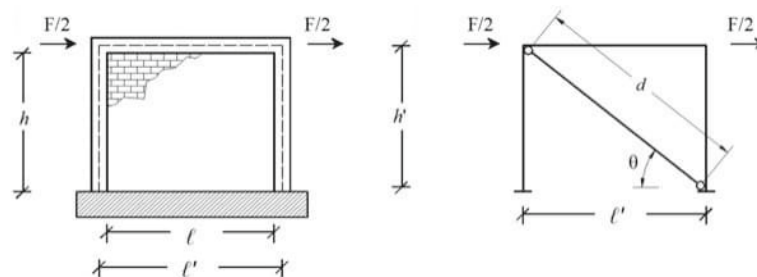


Abb. 39: Gegenüberstellung von einem FEM-BEM Modell (links) zu einem Makromodell mit einem äquivalenten Druckstab (rechts) nach **Papia et al.** (2003) [65]

Als Hauptannahme wird die Steifigkeit D_i des FEM-BEM Modells in der Gleichung (3-28) mit der Steifigkeit \dot{D}_i des Druckstrebenmodells gleichgestellt.

$$D_i = \dot{D}_i \quad (3-28)$$

Den Beitrag des Druckstreben-Fachwerkssystems D_d und den Beitrag des Rahmens D_f an der Gesamtsteifigkeit des Gesamtsystems wird in *Abbildung 40* abgebildet und in den Gleichungen (3-29) und (3-30) formuliert. Diese Aufteilung ist unter der Annahme möglich, dass die Verschiebung in der Mitte des Riegels δp aller Systeme gleich ist [13].

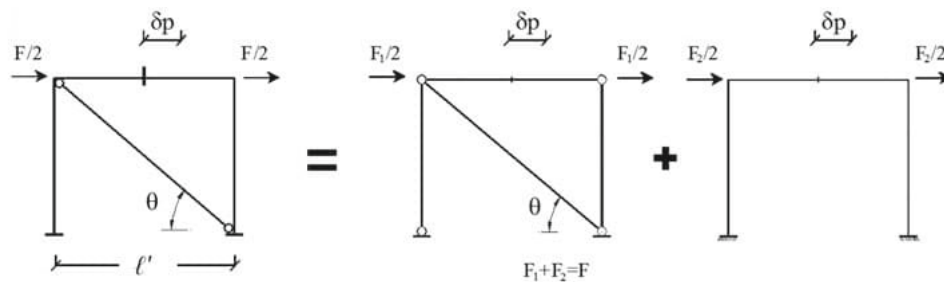


Abb. 40: Steifigkeit des Druckstreben-Fachwerkssystems (Mitte) plus Steifigkeit des Rahmens (rechts) ergibt die Steifigkeit des Gesamtsystems (links) **Papia et al.** (2003) [65]

$$D_i = D_f + D_d = \frac{k_d \cos^2 \theta}{1 + \frac{k_d}{k_c} \sin^2 \theta + \frac{1}{4} \frac{k_d}{k_b} \cos^2 \theta} + \quad (3-29)$$

$$+ 24 \frac{E_f I_c}{h'^3} \left(1 - 1.5 \left(3 \frac{I_b h'}{I_c l'} + 2 \right)^{-1} \right)$$

wobei:

$$k_d = \frac{E_d t w}{d}; \quad k_c = \frac{E_f A_c}{h'}; \quad k_b = \frac{E_f A_b}{l'}; \quad (3-30)$$

In (3-29) und (3-30) stehen t und d für die Stärke und Diagonale der Ausfachung bzw. l' und h' für die Länge und Höhe des Rahmens, gemessen von der Mittellinie der Rahmenelemente. E_d ist das Elastizitätsmodul der Ausfachung entlang der Diagonale und E_f das Elastizitätsmodul des Rahmens. Weiters ist A_c und I_c bzw. A_b und I_b die Fläche und das Flächenträgheitsmoment der Rahmenstütze bzw. des Rahmenstiels. Nicht zuletzt ergibt sich die Neigung des äquivalenten Druckstabes θ aus der Rahmengeometrie und w ist die gesuchte Stabbreite. Auf Basis der Äquivalenz aus der Gleichung (3-28) führte **Papia et al.** entsprechend der Formulierung aus (3-31) den Parameter λ^* ein [13].

$$\lambda^* = \frac{E_d t h'}{E_f A_c} \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c l'}{A_b h'} \right) \quad (3-31)$$

Ähnlich wie der Parameter λ von **Stafford Smith** [52] und **Stafford Smith** und **Carter** [17], erfasst der Parameter λ^* das Steifigkeitsverhältnis zwischen dem Rahmen und der Ausfachung. Er berücksichtigt in welchem Ausmaß der Rahmen mit der Ausfachung mechanisch in Kontakt kommt. Mithilfe der beschriebenen Formulierung liefert der Ansatz von **Papia et al.** einen w/d -Wert in Abhängigkeit von dem Parameter λ^* [13]:

$$\frac{w}{d} = \frac{c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (3-32)$$

Die Parameter c und β aus (3-32) hängen von der Poissonzahl ν_d der Ausfachung entlang der Diagonale ab und werden wie folgt ausgedrückt:

$$\begin{aligned} c &= 0.249 - 0.0116\nu_d + 0.567\nu_d^2 \\ \beta &= 0.146 - 0.0073\nu_d + 0.126\nu_d^2 \end{aligned} \quad (3-33)$$

Der Parameter z hängt hingegen allein von dem Seitenverhältnis des ausgemauerten Rahmensystems ab:

$$z = \begin{cases} 1, & \text{wenn } l/h = 1 \\ 1.125, & \text{wenn } l/h = 1.5 \end{cases} \quad (3-34)$$

Die Korrelation zwischen dem dimensionslosen Parameter λ^* und dem w/d -Wert ist in *Abbildung 41* anhand der skizzierten Punkte sehr gut ersichtlich. Die numerisch ermittelten Kurven, die durch Gleichungen (3-31) bis (3-34) beschrieben sind, basieren somit auf der guten Korrelation der Untersuchungen von **Papia et al.** Unter Anwendung dieser Berechnungsmethode kann der w/d -Wert in Bezug auf die geometrischen und mechanischen Eigenschaften des ausgefachten Rahmensystems direkt bestimmt werden. Die Besonderheit dieser Methode ist, dass die Breite w des äquivalenten Druckstabes von dem Elastizitätsmodul E_d und der Poissonzahl ν_d der Ausfachung entlang der Diagonale abhängig ist [13].

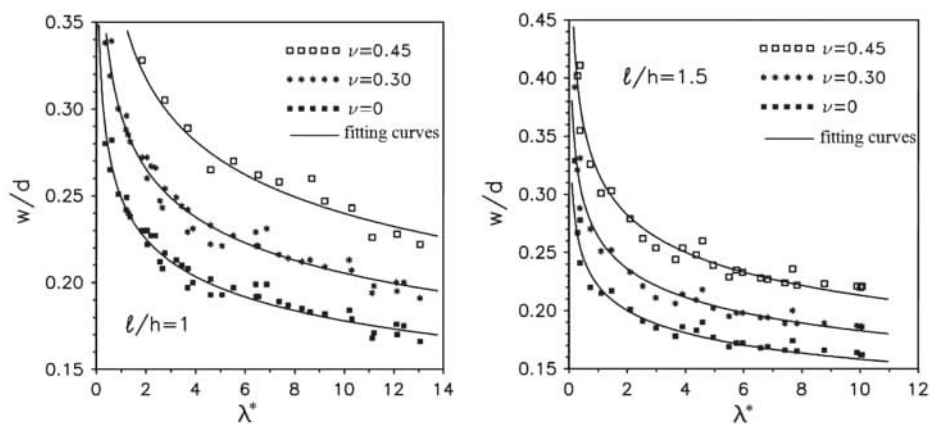


Abb. 41: Korrelation zwischen dem Parameter λ^* und dem w/d -Wert nach **Papia et al.** (2003) [65]

Die Ermittlung des Elastizitätsmoduls E_d und der Poissonzahl ν_d in Richtung der Ausfachungsdiagonale ist jedoch keine triviale Aufgabe. **Cavaleri et al.** [88] untersuchte im Zuge der Forschungsarbeit ausgehend von dem elastischen Materialverhalten vier Arten von Mauerwerk experimentell in ihre zwei Haupttragrichtungen. Genau genommen wurden die Druckfestigkeiten der Versuchskörper senkrecht zur Lagerfuge und in Richtung der Lagerfuge bestimmt. Laut den Autoren kann unter Einbeziehung dieser Ergebnisse und unter Anwendung eines orthotropischen Plattenmodells das Elastizitätsmodul E_d und die Poissonzahl ν_d der Ausfachung entlang der Diagonale wie folgt ermittelt werden [13], [88]:

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{E_1} (\cos \Theta)^4 + \left[\frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1} \right] (\sin \Theta \cos \Theta)^2 + \frac{1}{E_2} (\sin \Theta)^4 \quad (3-35)$$

$$\nu_d = E_d \left[\frac{\nu_{12}}{E_1} ((\sin \Theta)^4 + (\cos \Theta)^4) - \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} - \frac{1}{G_{12}} \right] (\sin \Theta \cos \Theta)^2 \right] \quad (3-36)$$

In der Gleichung (3-35) und (3-36) sind E_1 und E_2 die Elastizitätsmodule in den zwei Haupttragrichtungen und G_{12} das Schubmodul des Mauerwerkes. Die Poissonzahl zwischen den Haupttragrichtungen ist durch den Parameter ν_{12} ausgedrückt [13].

Die Formulierung aus (3-32) wurde von **Cavaleri et al.** [88] und von **Cavaleri und Di Trapani** [89] um den Koeffizienten κ ergänzt. Durch die Einführung dieses Parameters wird der Einfluss des vertikalen Auflastens auf das Tragverhalten des ausgefachten Mauerwerkes berücksichtigt. Die Berücksichtigung dieses Aspektes führt zur folgenden Formel für die Ermittlung des w/d -Wert [13]:

$$\frac{w}{d} = \kappa \frac{c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (3-37)$$

wobei:

$$\kappa = 1 + (18\lambda^* + 200)\varepsilon_v; \quad \varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_c E_f} \quad (3-38)$$

Der Koeffizient κ hängt von der vertikalen Verformung ε_v der Rahmenstützen ab. Diese Verformung wird von der Kraft F_v hervorgerufen. Diese Kraft greift im Grunde an dem oberen Ende der Stütze an [13].

3.4.3 Das grundlegende Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes

Das Tragverhalten des Ausfachungsmauerwerkes ist aufgrund ihres spröden Materialverhaltens von einem nichtlinearen Verlauf behaftet. Die Steifigkeit eines ausgemauerten Rahmens hängt im Grunde von dem Beschädigungsgrad der Ausfachung ab. Diese Steifigkeit wird im Falle einer Makromodellierung dem äquivalenten Druckstab zugeordnet. Da der Druckstab nur ein fiktives Element darstellt, untersuchten mehrere Autoren die nichtlineare Steifigkeitsabnahme des Ausfachungsmauerwerkes experimentell. In weiterer Folge schrieben sie mithilfe der gewonnenen Erkenntnisse die Steifigkeit der Ausfachung dem Druckstab zu. Diese Zuschreibung erfolgte durch die Definition eines Kraft-Verschiebungsdiagramms für den äquivalenten Druckstab. In diesem Diagramm geht es um die Horizontalkraft, die auf das ausgemauerte Rahmensystem wirkt und die daraus resultierende Horizontalverschiebung des Gesamtsystems. Durch die Formulierung eines Materialgesetzes des äquivalenten Druckstabes soll eine nichtlineare Untersuchung des Ausfachungsmauerwerkes mittels Makromodellierung gewährleistet werden [13].

Es wurden von verschiedenen Autoren mehrere Definitionen eines Kraft-Verschiebungsdiagramms des äquivalenten Druckstabes vorgestellt. Eines der ersten monotonischen Materialgesetze, das auch für zyklische Untersuchungen angewendet werden kann, stammt von **Panagiotakos** und **Fardis** [90]. Dieses Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes, das in Form eines Kraft-Verschiebungsdiagramms formuliert ist, besteht aus vier linearen Beziehungen (siehe *Abbildung 42*). Die erste Gerade beschreibt das linear-elastische Tragverhalten des Systems, während die zweite Gerade die Ausbildung der Druckdiagonale aufgrund der Spaltausbildung in der Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausfachung erfasst. Nachdem die maximal aufnehmbare Horizontalkraft erreicht wird, beschreibt die dritte Gerade die steile Steifigkeitsabnahme des Systems. Eine vierte Gerade wurde im Materialgesetz für die Beschreibung des verbleibenden Widerstands und zur Verbesserung der numerischen Stabilität bei Untersuchungen eingeführt [13].

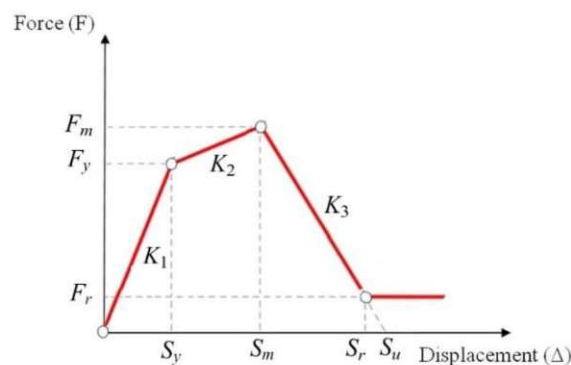


Abb. 42: Kraft-Verschiebungsdiagramm des äquivalenten Druckstabes nach **Panagiotakos** und **Fardis** [4], [90]

Um zum Kraft-Verschiebungsdiagramm nach **Panagiotakos** und **Fardis** zu gelangen, müssen die Parameter der vier Geraden bestimmt werden. Die erste Gerade ist durch die Anfangssteifigkeit K_1 und die Kraft F_y definiert. Beim Erreichen der Kraft F_y geht das System von einem elastischen in ein plastisches Tragverhalten über [13].

$$K_1 = \frac{G_m t l}{h} \quad (3-39)$$

$$F_y = f_{tp} t l \quad (3-40)$$

In den Gleichungen (3-39) und (3-40) ist G_m das Schubmodul und f_{tp} die Schubfestigkeit der Ausfachung. Die restlichen Parameter stellen geometrische Ausfachungsgrößen dar. Die Steigung K_2 der zweiten Geraden beschreibt die Steifigkeit des Systems bei der Einstellung eines Druckstrebenmechanismus und hängt von dem Elastizitätsmodul E_m der Ausfachung und den Eigenschaften des äquivalenten Druckstabes ab:

$$K_2 = \frac{E_m t w}{d} \quad (3-41)$$

Die maximal aufnehmbare Horizontalkraft F_m wird lt. **Panagiotakos** und **Fardis** als $1.25F_y$ angenommen. Somit kann die dazugehörige Verschiebung S_m folgendermaßen bestimmt werden:

$$S_m = S_y + \frac{F_m - F_y}{K_2} \quad (3-42)$$

Die Steigung K_3 der dritten Geraden gibt vor, wie steil das System nach dem Erreichen der Tragfähigkeitsgrenze an Steifigkeit verliert. Dieser Wert hängt nach **Panagiotakos** und **Fardis** von der Anfangssteifigkeit K_1 wie folgt ab:

$$0.005K_1 \leq K_3 \leq 0.1K_1 \quad (3-43)$$

Mithilfe der Gleichungen (3-44) und (3-45) können die Erreichung des Lastniveaus F_r des verbleibenden Widerstands und die dazugehörige Verschiebung S_r ermittelt werden:

$$0 \leq F_r \leq 0.1F_y \quad (3-44)$$

$$S_r = S_m + \frac{F_m - F_r}{K_3} \quad (3-45)$$

Das Kraft-Verschiebungsdiagramm nach **Panagiotakos** und **Fardis** stellt ein generell anwendbares und flexibles Werkzeug für die nichtlineare Untersuchung des Ausfachungsmauerwerkes zur Verfügung [13].

Das Materialgesetz nach **Panagiotakos** und **Fardis** ist die meistverbreitetste Ansatzmethode bei der Durchführung von nichtlinearen Analysen mittels äquivalenten Makroelementen. Die Kalibrierung der Parameterermittlung der Kraft-Verschiebungs-Beziehung erfolgte auf Basis von zehn Versuchen an Stahlbetonrahmen mit Hohllochziegel. Die zehn Versuchskörper wiesen ein ähnliches Tragverhalten und Versagensmuster auf. Im

Allgemeinen versagten sie unter einem DK mode („diagonal cracking mode“) (siehe *Abbildung 15*). Aus diesem Grund führte **De Risi et al.** [91] unter Einbeziehung einer umfangreichen Datenbank an Versuchssets eine Kalibrierung der Parameterbestimmung des Kraft-Verschiebungsdiagramms von **Panagiotakos** und **Fardis** durch. Die Versuchssets beinhalten Ausfachungen aus tonhaltigem Hohlziegel, die für den mediterranen Baubestand repräsentativ sind. Ziel der Arbeit von **De Risi et al.** war die Reduzierung der Streuung in Bezug auf die Datenbank, die eine breite Palette von Ausführungen der Ausfachung beinhaltet. In *Abbildung 43* befindet sich das von **De Risi et al.** angepasste Kraft-Verschiebungsdiagramm des äquivalenten Druckstabes [4].

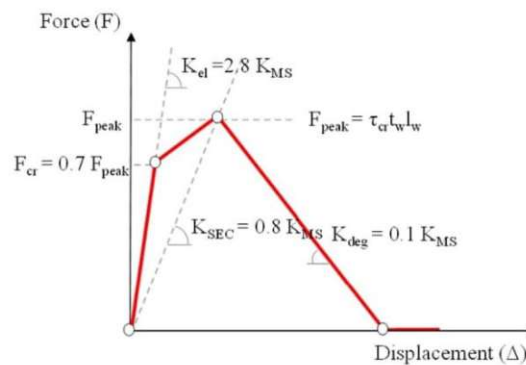


Abb. 43: Modifiziertes Kraft-Verschiebungsdiagramm nach **De Risi et al.** [4], [91]

Wie in *Abbildung 43* zu sehen ist, definiert **De Risi et al.** die Anfangssteifigkeit K_{el} , die Steifigkeit K_{SEC} und die Steifigkeit der dritten Gerade K_{deg} im Bezug zu der Steifigkeit von **Mainstone** [57] K_{MS} folgendermaßen:

$$K_{el} = 2.8K_{MS}; \quad K_{SEC} = 0.8K_{MS}; \quad K_{deg} = 0.1K_{MS}; \quad (3-46)$$

wobei:

$$K_{MS} = \frac{E_m w t}{d} \cos^2 \theta \quad (3-47)$$

$$w = 0.175(\lambda h')^{-0.4} d \quad (3-48)$$

Die maximal aufnehmbare Horizontallast F_{peak} wird mit dem Wert F_m von **Panagiotakos** und **Fardis** gleichgestellt. Die Kraft F_{cr} , die beim Übergang ins plastische Tragverhalten erreicht wird, ist gleich mit $0.7F_{peak}$. Es ist noch anzumerken, dass das modifizierte Kraft-Verschiebungsdiagramm die vierte Gerade der Beziehung auslöst [4].

Bertoldi, Decanini und **Gavarini** [64] stellten ein Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes vor, dass von der Ermittlung der Steifigkeit von **Mainstone** K_{MS} gemäß Gleichung (3-47) und der maximal aufnehmbaren Horizontallast F_{peak} ausgeht. Das Kraft-Verschiebungsdiagramm besteht analog zu dem Diagramm nach **Panagiotakos** und **Fardis** aus vier Geraden, wobei $F_{cr} = 0.8F_{peak}$ und $F_{res} = 0.35F_{peak}$. Die Steifigkeiten sind folgendermaßen definiert [4], [13]:

$$K_{el} = 4K_{MS}; \quad K_{SEC} = K_{MS}; \quad K_{deg} = 0.02K_{MS}; \quad (3-49)$$

Der genaue Verlauf ist in der folgenden *Abbildung 44* ersichtlich:

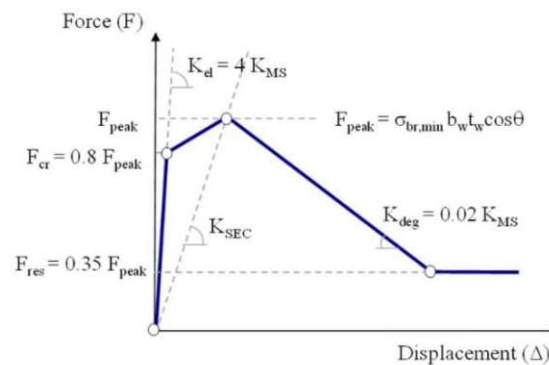


Abb. 44: Kraft-Verschiebungsdiagramm nach **Bertoldi, Decanini** und **Gavarini** [4], [64]

Das spezielle bei diesem Materialmodell ist die Berücksichtigung des Versagensmechanismus lt. *Abbildung 15* bei der Ermittlung der maximal aufnehmbaren Horizontallast F_{peak} :

$$F_{peak} = (\sigma_w)_{min} t w \cos \theta \quad (3-50)$$

Der Wert $(\sigma_w)_{min}$ ist als kleinster Wert aus den Gleichungen (3-50) bis (3-53) zu verstehen:

DC mode („diagonal compression mode“):

$$\sigma_{w1} = \frac{1.16 \sigma_{m0} \tan \theta}{K_1 + K_2 \lambda h} \quad (3-51)$$

CC mode („corner crushing mode“):

$$\sigma_{w2} = \frac{1.12 \sigma_{m0} \sin \theta \cos \theta}{K_1 (\lambda h)^{-0.12} + K_2 (\lambda h)^{0.88}} \quad (3-52)$$

SS mode („sliding shear mode“):

$$\sigma_{w3} = \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta) u + 0.3 \sigma_{m0}}{\frac{K_1}{\lambda h} + K_2} \quad (3-53)$$

DK mode („diagonal cracking mode“):

$$\sigma_{w4} = \frac{0.6 \tau_{m0} + 0.3 \sigma_0}{\frac{K_1}{\lambda h} + K_2} \quad (3-54)$$

In den Beziehungen (3-51) bis (3-54) steht σ_{m0} bzw. τ_{m0} für die Druckfestigkeit bzw. Schubfestigkeit der Mauerwerksausfachung. Weitere Parameter sind der Reibungskoeffizient u und die gemittelte Normalspannung σ_0 senkrecht zu der Lagerfuge. Da dieses Materialgesetz die Art des Versagens berücksichtigt, beschreibt es in einem höheren Ausmaß das tatsächliche physikalische Tragverhalten eines Ausfachungsmauerwerkes [4], [13].

3.4.4 Das zyklische Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes

Die Konstruktionen in erdbebenaktiven Gebieten sind einer Einwirkung zyklischer Natur ausgesetzt. Um eine nichtlineare Zeitverlaufsanalyse durchführen zu können, benötigt man im Grunde ein hysteretisches Modell auf der Widerstandsseite. Im Fall einer Makromodellierung, ist die Formulierung eines zyklischen Materialgesetzes für das äquivalente eindimensionale Druckglied jedoch eine komplexe Angelegenheit. Grund dafür ist, dass der äquivalente Druckstab im Modell ein fiktives Element darstellt und die Definition eines hysteretischen Modells nur indirekt, durch die Durchführung von zyklischen Versuchstests erfolgen kann. Trotz der Komplexität der Aufgabe, sind in der Literatur mehrere hysteretische Modelle für die Beschreibung des zyklischen Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerk zu finden. Diese Modelle wurden über die Jahre ergänzt, um das tatsächliche Tragverhalten besser wiederzugeben. Sie basieren auf einer Reihe von Erkenntnissen, die experimentell eruiert wurden und das zyklische Tragverhalten des Ausfachungsmauerwerkes charakterisierten. In weiterer Folge werden drei dieser Erkenntnisse erläutert. Bei jedem Belastungszyklus erfährt der ausgefachte Rahmen eine Steifigkeits- und Festigkeitsabnahme, die von den früheren Belastungszyklen abhängig ist. Weiters ist zu erwähnen, dass das Rahmensystem bei jedem Belastungszyklus eine hohe dissipative Kapazität aufweist. Die Dissipation der Kräfte erfolgt nur unter der Voraussetzung, dass kein Element des Rahmensystems ein sprödes Versagen erfährt. Außerdem ist noch anzumerken, dass im Zuge eines Belastungszyklus zwischen Entlastungs- und Wiederbelastungsphase ein Schlupf vorhanden ist. Verantwortlich für diesen Schlupf sind die Risse, die in der vorangegangenen Belastungsphase auftraten. Diese Risse schließen sich beim Auftreten des Schlupfs und das Rahmensystem kann wieder belastet werden [13].

Klingner und **Bertero** [58] präsentierten eines der ersten hysteretischen Modelle für den äquivalenten Diagonalstab des Makromodells. Das Ausfachungsmauerwerk wurde jeweils durch einen idealen Druckstab für jede Belastungsrichtung ersetzt. Die Anfangssteifigkeit des Diagonalstabes im Modell wird entsprechend der Formulierung (3-47) und (3-48) nach **Mainstone** [57] unter Einbeziehung der Druckstrebenbreite w , der Diagonallänge d und der Ausfachungsstärke t ermittelt. Die Steifigkeitsabnahme aufgrund einer zyklischen Belastung, die über der elastischen Widerstandsfähigkeit des ausgemauerten Rahmensystems geht, hängt von den geometrischen und mechanischen Parametern des Systems ab. Um diese Abnahme der Steifigkeit erfassen zu können, benötigt man eine experimentelle Kalibrierung der Beziehungen des Modells. Diese Beziehungen sind in *Abbildung 45* dargestellt. Die markantesten Kennzeichen dieses zyklischen Materialgesetzes des äquivalenten Druckstabes ist die fallende Entwicklung der Festigkeitsumhüllenden nach Erreichen der maximal aufnehmbaren Druckkraft und der schräge Verlauf der einzelnen Belastungszyklen-Geraden, deren abnehmende Steigung von den zuvor ausgeübten Zyklen abhängt [13].

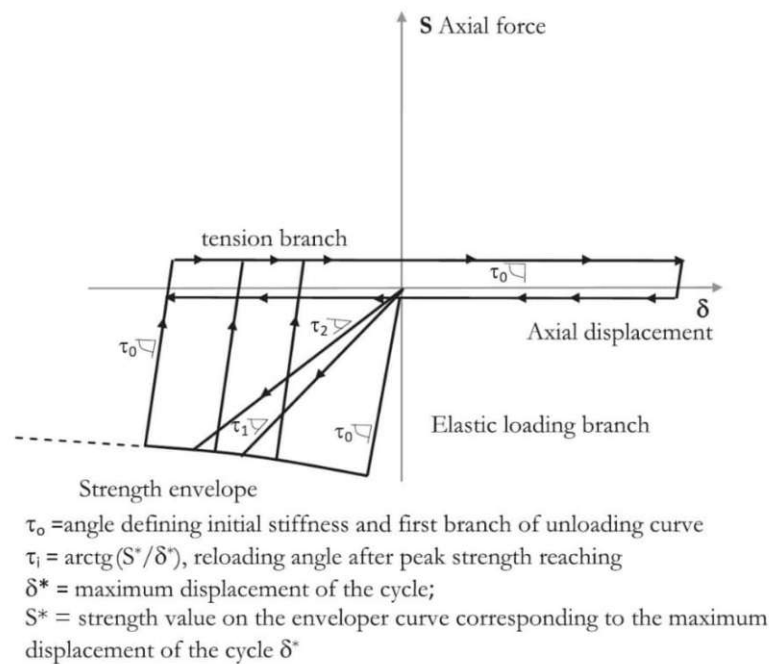


Abb. 45: Hysteretisches Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes nach **Klingner** und **Bertero** [13], [58]

Die Steifigkeit des Systems bei Entlastung ist mit der Anfangssteifigkeit gleichgesetzt. Weiters ist anzumerken, dass alle Belastungsgeraden vom Null-Niveau der horizontalen Achse starten. Aufgrund dieses Aspektes kommt man zu der Schlussfolgerung, dass dieses Modell den Schlupf zwischen Entlastungs- und Wiederbelastungsphase infolge Akkumulation von Schwindungsschäden nicht berücksichtigt. Außerdem wurde dieses Modell speziell für ausgefachte Stahlbetonrahmensysteme mit Schubverbindern in der Kontaktfläche zwischen Ausfachung und Rahmenelementen kalibriert [13].

Panagiotakos und **Fardis** [90] stellten im Zuge ihrer Arbeit auch ein zyklisches Materialgesetz für das Ausfachungsmauerwerk, das mithilfe der Markomodellierung abgebildet ist, vor. Das hysteretische Modell ist für ausgefachte Rahmensysteme ohne Schubverbinder geeignet und kommt in Form eines Kraft-Verschiebungsdiagramms der zusammengesetzten Rahmentragwerke vor (siehe *Abbildung 46*). Die Anfangssteifigkeit des Systems hängt von den Eigenschaften der Ausfachung ab. Nach dem Überschreiten der elastischen Widerstandsfähigkeit, wird der äquivalente Druckstab aktiviert. Die Beziehungen, die die nichtlineare Antwort des idealen Diagonalstabes unter der Belastung der einzelnen Lastzyklen beschreiben, sind in *Abbildung 46* abgebildet. Das besondere an diesem Modell ist die Berücksichtigung des Schlupfes zwischen den Belastungs- und Entlastungsphasen in der Nähe des Nullpunktes des Diagramms. Dadurch wird das tatsächliche zyklische Tragverhalten des Ausfachungsmauerwerkes besser erfasst [13].

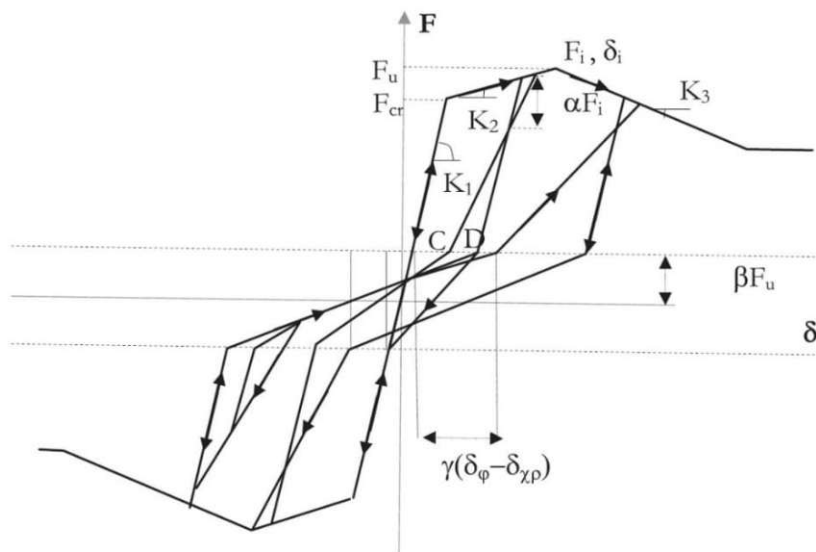


Abb. 46: Hysteretisches Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes nach **Panagiotakos** und **Fardis** [13], [90]

Ein Autor, der sich intensiv mit der Untersuchung des Ausfachungsmauerwerkes beschäftigt hat, ist **Crisafulli** [73]. Ihm ist es gelungen, ein komplettes zyklisches Modell aufzustellen, das später von **Crisafulli** und **Carr** [74] aktualisiert wurde. Dieses Modell ermöglicht eine Analyse des Ausfachungsmauerwerkes, die die Wechselwirkung zwischen der Ausfachung und Rahmenelementen in unterschiedlichen Detaillierungsstufen berücksichtigt. Die Detaillierungsstufe hängt mit der Anzahl der äquivalenten Diagonalstäbe zusammen (siehe *Abbildung 47*). Während das Modell mit einem Druckstab weniger präzise, aber leicht handzuhaben ist, nimmt die Genauigkeit und die Komplexität der anderen Makromodelle mit der Anzahl der Diagonalstäbe zu [13].

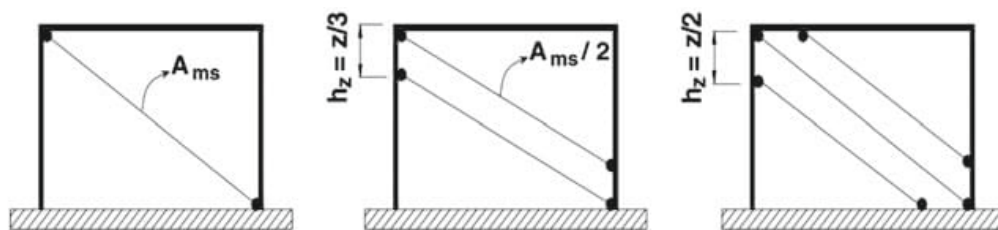


Abb. 47: Makromodell von **Crisafulli** [73] mit einem Druckstab (links), zwei Druckstäben (mitte) und drei Druckstäben (rechts) [13]

In *Abbildung 48* sind eine Reihe an Faktoren hervorgehoben, die die Berechnungsmethode von **Crisafulli** zu einer nahezu vollständigen zyklischen Methode machen. Neben der Berücksichtigung des hysteretischen Verhaltens des Mauerwerkes (siehe *Abbildung 48* links), ist das Modell durch die Einführung eines Federelementes (siehe *Abbildung 48* mitte) im Stande, die Reibungseffekte in den Lagerfugen abzubilden. Bezüglich der Eigenschaften des Federelementes, wird von einem linear elastischen Verhalten des Mörtelbettes während der Belastungs- und Entlastungsphase bis zu der Erreichung der Scherfestigkeit τ_0 ausgegangen (siehe *Abbildung 48* rechts) [13].

Im elastischen Bereich kann die Schubspannung τ durch die Multiplikation der Scherdeformation γ mit dem Schubmodul G_m ermittelt werden. Die Schubfestigkeit des ausgefachten Rahmensystems hängt im Grunde von der Scherfestigkeit τ_0 , des Reibungskoeffizienten μ und der Höhe der Normalspannung, die senkrecht zur Lagerfuge wirkt, ab. Um die Mauerwerkseigenschaften im Modell richtig zu berücksichtigen, erfordern die Parameter τ_0 und μ eine experimentelle Kalibrierung [13].

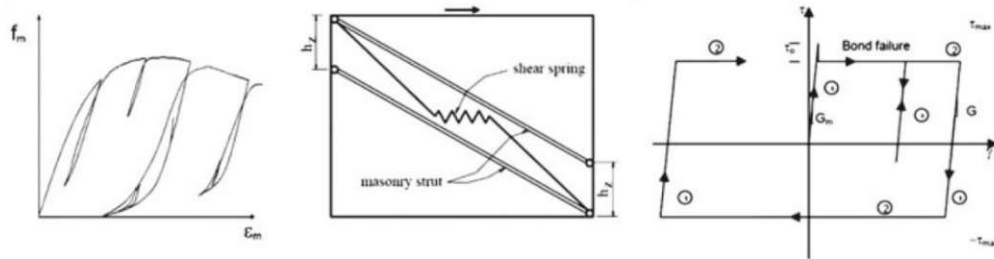
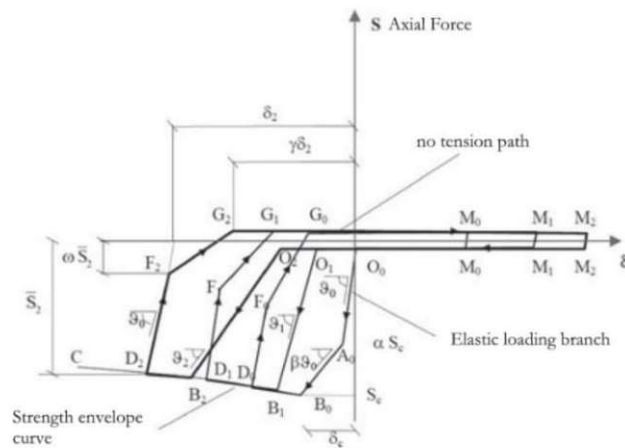


Abb. 48: Bestandteile der Arbeit von **Crisafulli** [73]: hysteretisches Verhalten von Mauerwerk unter Druckbeanspruchung (links), Makromodell mit einem Federelement zwischen den zwei äquivalenten Druckstäben (mitte) und das hysteretische Materialgesetz des Federelementes (rechts) [13]

Da das Modell von **Crisafulli** die unterschiedlichen Versagensmechanismen, die lokale Interaktion zwischen der Ausfachung und den Rahmenelemente und die Reibungseffekten in der Lagerfuge berücksichtigen, gehört es zu einem der ausführlichsten Makromodellen, die es gibt. Trotz dieser Tatsache, können ein Teil der Parameter nur mithilfe eines aufwendigen Kalibrierungsprozesses bestimmt werden [13].

Cavaleri et al. [92] entwickelte in der Arbeit das zyklische Modell von **Klingner** und **Bertero** [58] weiter. Im Zuge der Untersuchungen wurden bei der Definition des hysteretischen Materialgesetzes des äquivalenten Druckstabes einige Änderungen unternommen. Diese Veränderungen zielten darauf ab, die Beziehungen der Belastungs- und Entlastungsphase entsprechend der experimentellen Erkenntnisse anzupassen. Dadurch wurde die Genauigkeit erhöht, um das Modell wirklichkeitstreuer zu gestalten. Wie in *Abbildung 49* zu sehen ist, lieferte **Cavaleri et al.** als Resultat ein hochdetailliertes parametrisches zyklisches Modell, das eine fallende Entwicklung der Festigkeits-Umhüllenden nach der Erreichung der maximal aufnehmbaren Druckkraft aufweist. Der Verlauf innerhalb eines Zyklus stimmt mit dem ideal monotonischen Verhalten der Ausfachung überein. Das besondere an diesem Modell ist die Ausbildung des ersten Belastungszweigs und der Entlastungszweige aus zwei Geraden mit unterschiedlichen Steigungen. Darüber hinaus erkennt dieses Modell im Vergleich zu dem Modell von **Klingner** und **Bertero** den Schlupf zwischen Entlastungs- und Wiederbelastungsphase infolge Akkumulation von Schwindungsschäden. Der Verlauf jedes Zyklus wird in Abhängigkeit von den bereits durchlaufenen Zyklen aktualisiert. Diese Erweiterungen machen das Modell zu einem flexiblen Werkzeug in der zyklischen Untersuchung von Ausfachungsmauerwerken [13].



- ϑ_0 = angle defining initial stiffness
- α = parameter defining the extension of the elastic loading branch
- β = parameter defining the reduction of stiffness before peak strength reaching
- ζ = parameter defining the slope of strength envelope after peak strength reaching
- ϑ = angle defining the slope of each loading branch (depending on parameter ρ)
- \bar{S}_i = restoring force at the displacement reversal
- δ = displacement corresponding to zero restoring force during unloading in the hypothesis of constant stiffness equal to initial stiffness
- ω = parameter defining the reduction of stiffness at the unloading
- γ = parameter defining the reduction of stiffness at the unloading
- ξ = parameter defining the extension of the loading branch in compression characterized by zero restoring force
- ρ = parameter calibrating the slope of loading branch

Abb. 49: Hysteretisches Materialgesetz des äquivalenten Druckstabes nach **Cavaleri et al.** [13], [92]

Die Durchführung einer Analyse zur Bestimmung des zyklischen Tragverhaltens des Ausfachungsmauerwerkes mittels dieses Modells bedarf einer Kalibrierung von sieben Parametern. Wenn die Analyse sich auf eine Push-Over-Analyse beschränkt, müssen nur drei dieser Parameter kalibriert werden. In *Abbildung 49* ist das monotonische Tragverhalten des äquivalenten Druckstabes durch die ersten drei Zweige (OA), (AB) und (BC) charakterisiert. Der Zweig (OA) erfasst das elastische Verhalten, während (AB) das Tragverhalten der sich bildenden Druckstrebe und die Steifigkeitsabnahme infolge Rissentstehung beschreibt. Den Bereich nach der Erreichung der maximal aufnehmbaren Druckkraft und die Geschwindigkeit, mit der das zusammengesetzte System seine Tragfähigkeit verliert, wird durch den Zweig (BC) abgebildet. Die Entlastungsphase erfolgt, wie zuvor erläutert, über zwei Zweige mit unterschiedlichen Steigungen, die in *Abbildung 49* mit (DF) und (FG) gekennzeichnet sind. Nach der Entlastung ist im Modell der horizontale Zweig (GM), in dem keine Spannung im Stabquerschnitt vorhanden ist, zu finden. Es folgt eine Wiederbelastung in zwei Phasen. Als erstes charakterisiert der Zweig (MO) die Phase, in der die Druckstrebe, aufgrund bereits erfahrener Schwindungsverformungen der Ausfachung, bis zu einer bestimmten Verschiebung inaktiv bleibt. Die Aktivierung der Druckstrebe bzw. die tatsächliche Wiederbelastung des Rahmensystems ist durch den Zweig (OB) wiedergegeben. Trotz der Flexibilität, die dieses Modell anbietet, ist es aufgrund der aufwendigen Kalibrierung nicht leicht handzuhaben. Aus diesem Grund stellten **Cavaleri** und **Di Trapani** [93] in einer weiterführenden Arbeit eine vereinfachte Version des zyklischen Modells von **Cavaleri et al.** [92] vor [13].

3.4.5 Das Vorhandensein von Öffnungen im Ausfachungsmauerwerk

Die bisherigen Erläuterungen dieser Arbeit beziehen sich großteils auf das integral ausgefachte Rahmensystem. Öffnungen im Ausfachungsmauerwerk in Form von Fenster- oder Türen beeinflussen die Steifigkeit, die Tragfähigkeit und die dissipative Kapazität des Gesamtsystems maßgeblich. In welchem Ausmaß sich das Tragverhalten des ausgemauerten Rahmens verschlechtert, hängt im Grunde von der Größe und der Anordnung der Öffnung ab. Mit der Entwicklung der Finite Elemente Methode wurden neue Möglichkeiten geschaffen, um das Tragverhalten von Ausfachungsmauerwerk mit Öffnungen zu untersuchen. Wie bereits angemerkt, gibt es eine Reihe von Autoren, die sich mit dieser Thematik experimentell und analytisch beschäftigt haben [13].

Mallick und **Garg** [77] untersuchten den Einfluss der Öffnungen und den Schubverbund in der Zwischenfuge auf die Steifigkeit von ausgefachten Stahlbetonrahmen. Die ausbetonierten Stahlbeton-Versuchsrahmen, die in *Abbildung 26* zu sehen sind, wurden mit und ohne einer Schubverbindung hergestellt und unter Einwirkung einer Horizontalkraft geprüft. Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der FEM-Analyse ergab eine gute Übereinstimmung [50].

Papia [78] entwickelte ein verfeinertes FEM-BEM-Modell (siehe *Abbildung 27*). Mithilfe dieses Modells untersuchte er welche Auswirkung die geometrischen und mechanischen Eigenschaften des Ausfachungsmauerwerkes und das Vorhandensein einer zentral angeordneten Öffnung auf die globale Steifigkeit des Gesamtsystems hat. Er kam zu der Schlussfolgerung, dass die Steifigkeit des ausgemauerten Rahmens annähernd linear mit der Zunahme der Öffnungsgröße abnimmt. Aus diesem Grund kamen mehrere Autoren auf die Idee, die Öffnungen im Ausfachungsmauerwerk im Falle einer Makromodellierung durch eine Abminderung der Druckstrebenbreite w mittels einem Reduktionsfaktor r zu berücksichtigen [13].

Asteris [80] schlug eine Methode zur Bestimmung der Steifigkeit von Ausfachungsmauerwerken basierend auf einer FEM-Analyse vor. Unter Anwendung dieser Methode gelang es ihm Untersuchungen zur Bestimmung des Steifigkeitsverlustes des ausgemauerten Rahmensystems beim Vorhandensein von Öffnungen durchzuführen. Außerdem stellte er beruhend auf den Ansatz von **Mainstone** [57] eine Formulierung für den Reduktionsfaktor r vorgestellt [13].

In einer weiterführenden Arbeit führte **Papia et al.** [65] detaillierte FEM-Analysen durch (siehe *Abbildung 50*), die folgende analytische Formel zur Bestimmung des Reduktionsfaktors r ergab:

$$r(\xi) = 1 - 2.17\xi^4 + 6.35\xi^3 - 5.176\xi^2 \quad (3-55)$$

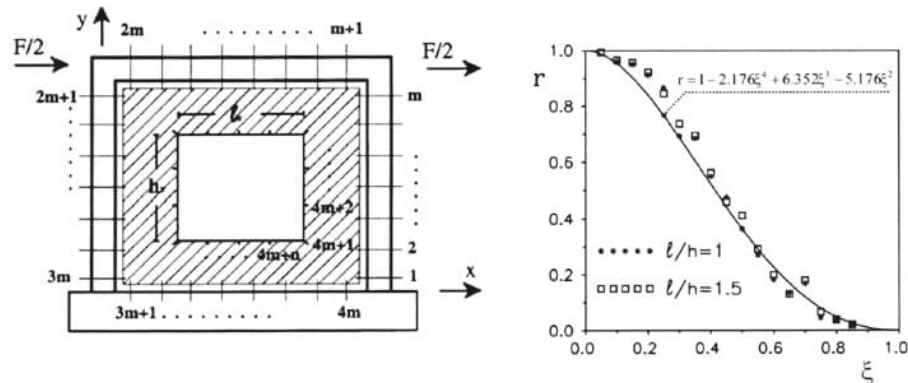


Abb. 50: Beziehung zur Bestimmung des Reduktionsfaktors r (rechts) basierend auf FEM-Analyse (links) nach **Papia et al.** [13], [65]

Wie in *Abbildung 50* zu sehen ist, wird die Funktion des Reduktionsfaktors r in Bezug auf den Parameter ξ ausgedrückt. Dieser Parameter bringt das Verhältnis der Öffnungslänge und -höhe zur Ausfachungslänge und -höhe zum Ausdruck. Laut der Gleichungsfunktion, reduziert sich die Druckstrebenbreite w um mehr als 60 Prozent, wenn der Parameter ξ den Wert 0.5 übersteigt. Falls das Ausfachungsmauerwerk große Öffnungen aufweist, verliert er im Grunde fast seine gesamte aussteifende Wirkung [13].

Mondal und **Jain** [94] formulierten in ihrer Arbeit den Reduktionsfaktor p_w alternativ in Abhängigkeit von dem Verhältnis α_{c0} der Öffnungsfläche zu der Ausfachungsfläche folgendermaßen:

$$p_w = 1 - 2.6\alpha_{c0} \quad (3-56)$$

Sie stellten fest, dass die aussteifende Wirkung der Ausfachung bei einem Flächenverhältnis α_{c0} von weniger als fünf Prozent unverändert bleibt. Bei einer Überschreitung von vierzig Prozent kann man laut **Mondal** und **Jain** im Allgemeinen behaupten, dass die Ausfachung nicht mehr aussteifend innerhalb des Rahmensystems wirkt [13].

Kakaletsis und **Karayannis** [95] unternahmen eine umfassende experimentelle Untersuchung zur Bestimmung des zyklischen Tragverhaltens des Ausfachungsmauerwerkes mit Öffnungen. Im linken Teil der *Abbildung 51* ist das zyklische Last-Verschiebungsdiagramm und das Rissmuster eines ausgefachten Rahmens mit einer Fensteröffnung zu sehen, während im rechten Teil der Abbildung die Ergebnisse eines ausgemauerten Rahmens mit einer Türöffnung dargestellt sind. Basierend auf den durchgeführten Versuchsreihen, den unterschiedlichen Größen und Anordnungen der Öffnungen, stellten **Kakaletsis** und **Karayannis** ein parametrisches Modell für die Definition des monotonisch nichtlinearen Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerken vor. Dieses Modell soll dabei die Modellierung von Ausfachungsmauerwerk mit Öffnungen im Zuge einer nichtlinearen Analyse als Makroelement ermöglichen [13].

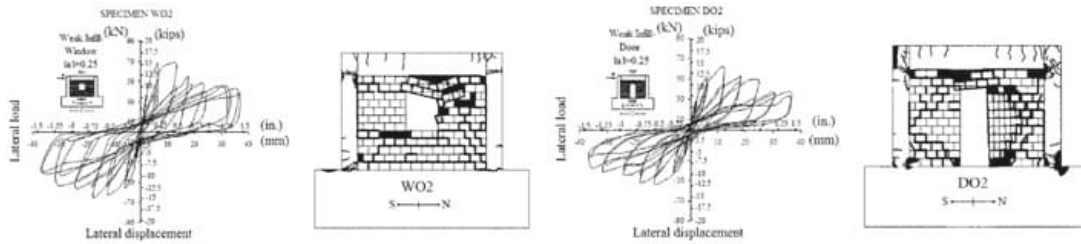


Abb. 51: Zyklisches Tragverhalten und Rissmuster des Ausfachungsmauerwerkes mit Fensteröffnung (links) und Türöffnung (rechts) der experimentellen Untersuchungen von **Kakaletsis** und **Karayannis** [13], [95]

Decanini, Liberatore und **Mollaioli** [96] zogen bei ihrer Formulierung des Reduktionsfaktors r ungefähr 150 experimentelle und numerische Tests aus der Literatur in Betracht. Die Formulierung (3-57) berücksichtigt durch den Parameter α_a die Fläche der Öffnung in Bezug auf die Ausfachungsfläche und das Formverhältnis der Öffnung durch den Parameter α_l [4], [13].

$$r = 0.55e^{-0.0035\alpha_a} + 0.44e^{-0.025\alpha_l} \quad (3-57)$$

wobei:

$$\alpha_a = \frac{l_0 h_0}{l_w h_w}; \quad \alpha_l = \frac{l_0}{l_w} \quad (3-58)$$

In der Gleichung (3-58) steht l_0 und h_0 für die Länge und die Höhe der Öffnung und l_w und h_w für die Länge und die Höhe der Ausfachung.

Die meisten Autor*innen kamen zur Schlussfolgerung, dass Öffnungen einen großen Einfluss auf das Tragverhalten von Ausfachungsmauerwerk haben. In Abhängigkeit von der Größe und Anordnung kann eine Öffnung die Steifigkeit und Tragfähigkeit des ausgefachten Rahmensystems wesentlich negativ beeinflussen. Eine nicht zentrische Platzierung der Öffnung, kann unter anderem die dissipative Kapazität der zusammengesetzten Rahmenkonstruktion reduzieren und sogar ihren Versagensmechanismus verändern. Dies kann zu einem plötzlichen Versagen des ausgefachten Rahmens führen. Einige Autoren sind außerdem der Meinung, dass die indirekte Berücksichtigung der Ausfachungsöffnungen durch die Abminderung der Druckstrebenbreite w mittels Reduktionsfaktor r physikalisch problematisch ist. Ihre Begründung weist auf die wesentlichen Unterschiede in dem sich einstellenden Tragmechanismus hin. Bei einem integral ausgefachten Rahmensystem tritt in Richtung der Diagonale eine aussteifende Wirkung in Form einer Druckzwiebel ein (siehe *Abbildung 13*). Der Tragmechanismus dieses Rahmensystems ist von dem sich bildenden diagonalen Druckstab charakterisiert. Im Fall eines ausgefachten Rahmensystems mit einer Öffnung in der Mitte der Ausfachung kann sich, physikalisch gesehen, die aussteifende Wirkung in Form einer diagonalen Druckzwiebel nicht bilden. Somit ist der Tragmechanismus solcher Systeme im Allgemeinen von anderen sich bildenden Druckstäben außerhalb der Öffnung charakterisiert [13].

3.5 Exkurs: Ermittlung der einwirkende horizontale Erdbebenkräfte

3.5.1 Allgemeines

In dieser Arbeit liegt der Fokus auf die Bestimmung der maximal aufnehmbare Horizontalkräfte, die ebene Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung widerstehen können. Die Bemessung einer Hochbaukonstruktion in erdbebenaktiven Regionen bedarf jedoch ein vertieftes Wissen über die Entstehung der Erdbebenkräfte und die Erfassung dieser Kräfte in einem Berechnungsmodell. Die Lastenermittlung aus der Erdbebenbeanspruchung ist im Vergleich zum anderen Lastenkategorien wesentlich aufwendiger, da die einwirkende Erdbebenkräfte von der Art und Stärke des Erdbebens, die Bodenbeschaffenheit in unmittelbare Nähe der Konstruktion und die Grundschwingungsdauer der Konstruktion abhängen. Die Erdbebenkräfte werden im Allgemeinen als äußere Kräfte gesehen. Im engsten Sinnen sind sie jedoch keine klassischen Kräfte, die von außen auf dem Tragwerk wirken. Die Erdbebenkräfte werden durch zyklische Bewegungen des Bodens unter der Tragstruktur hervorgerufen. Die Auswertung der auftretenden Beschleunigungen im Zuge dieser Bodenbewegungen ist der Ausgangspunkt für die Bestimmung der einwirkenden Horizontallasten auf das Tragwerk. Die Gefährdung für Konstruktionen, die im Zusammenhang mit der Auftretung eines Erdbebens zu erwarten ist, wird in **Eurocode 8** [8] durch die Definition einer Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} für jedes geografisches Standort. Genau genommen, muss jedes europäische Land eine Erbebenzonenkarte in seinen Nationaler Anwendungsdokument (NA) der **Eurocode 8** veröffentlichen. In dieser Karte wird das Gebiet eines Landes abhängig von der Seismizität in mehrere Gefährdungszonen unterteilt, wobei jede Zone eine Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} zugewiesen bekommt. In Österreich gibt es in der NA der **Eurocode 8** [97] eine derartige Erdbebenzonenkarte, die die Erdbebengefährdung darstellt [98], [99].

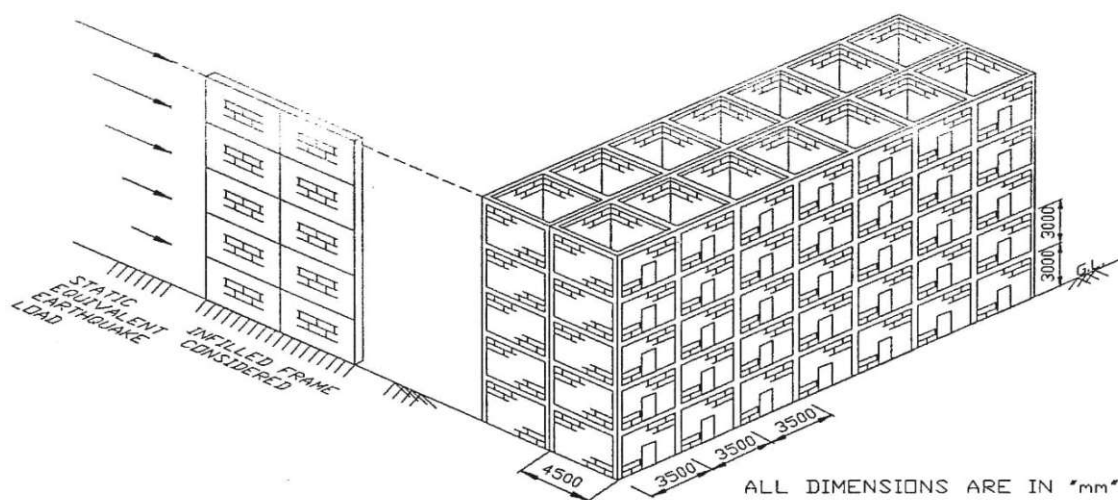


Abb. 52: Horizontaler Erdbebenbeanspruchung auf einer fünfgeschossigen Feuermauer aus zwei ausgefachten Stahlbetonrahmen je Geschoss [en] [100]

Basierend auf die Konstruktion aus dem *Abbildung 52* wird in weiterer Folge erläutert, wie man z. Bsp. die auf der Feuermauer einwirkende Horizontalkräfte nach **Eurocode 8** ermittelt. Eine derartige Mauer mit drei Geschosse und zwei Felder ist Bestandteil der in dieser Arbeit durchgeführte analytische Untersuchung und der Untersuchung unter Einsatz von Künstlichen Neuronalen Netzwerken. Vor den Erläuterungen zur Bestimmung der Horizontalkräfte werden einige grundlegende Begriffe des Erdbebenbemessung beschrieben.

Durch die Multiplizierung der Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} mit den Bedeutungsbeiwert γ_I (siehe Gleichung 3-59) kommt man auf den Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g . Der Bedeutungsbeiwert γ_I berücksichtigt die Wichtigkeit der zu bemessende Hochbau in Fall einer Erdbebenereignis. Abhängig von der Nutzung sind alle Hochbauten in der *Tabelle 3* in vier Bedeutungskategorien unterteilt. Der **Eurocode 8** sieht für die Bedeutungskategorie II ein Beiwert $\gamma_I=1.0$ vor, während für die Kategorie I, III und IV die Werte 0.8, 1.2 und 1.4 vorschreibt [97], [98].

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3-59)$$

Tab. 3: Bedeutungskategorien für Hochbauten [8]

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

Ein wesentlicher Faktor, der die Erdbebenbeanspruchung auf eine Konstruktion maßgebend beeinflusst, ist die Art des Baugrundes. Wie in der *Tabelle 4* zu sehen ist, definiert der **Eurocode 8** acht Baugrundklassen. Es ist anzumerken, dass die Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} , die in den Erdbebenkarten vorhanden ist, mit die Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} für die Baugrundklasse A übereinstimmt. Diese Beschleunigung wird in der Norm Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A genannt. Die Bestimmung dieser Referenzbodenbeschleunigung fand in Rahmen von probabilistischen Studien zur Erdbebengefährdung statt und ist definiert als die Beschleunigung, die mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren auftritt. Das entspricht einer Erdbebenereignis mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren [98], [99].

Tab. 4: Baugrundklassen [8]

Baugrundklasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5m an der Oberfläche weicherem Material
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit zunehmender Tiefe
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden
E	Ein Bodenprofil bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5m bis 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800\text{m/s}$
S ₁	Ablagerungen bestehend aus einer mindestens 10 m dicken Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex und hohem Wassergehalt
S ₂	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes anderen Bodenprofil, das nicht in der Klassen A bis E oder S ₁ enthalten ist.

Im Zuge der Erdbebenbemessung eines Tragwerks erhält man abhängig von dem Standort und der Nutzung der Konstruktion den Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g . Für die Ermittlung der horizontalen der Erdbebenkräfte definiert der **Eurocode 8** in Abhängigkeit von der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g , der Baugrundklasse und Grundschwingungsdauer der Konstruktion das elastische Antwortspektrum. Die Form des elastischen Antwortspektrum ist im *Abbildung 53* ersichtlich, wobei die Abschnitte durch die Gleichung (3-60) bis (3-63) definiert sind [98], [99].

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (3-60)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (3-61)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3-62)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3-63)$$

In Gleichung (3-64) kommt der Wert des Dämpfungs-Korrekturbeiwertes η zum Ausdruck. Bei einer Lehr'sches Dämpfungsmaß ξ von 5% beträgt der Beiwert $\eta = 1$ [98].

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad (3-64)$$

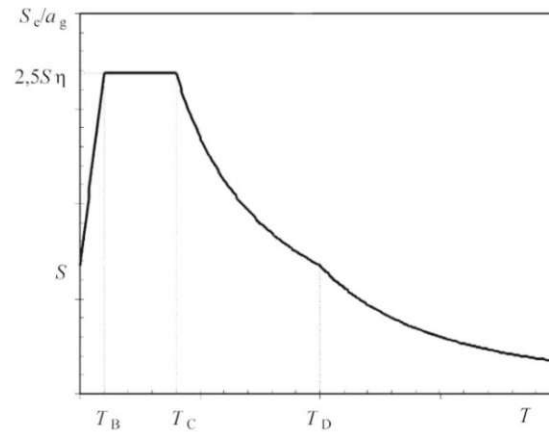


Abb. 53: Form des elastischen Antwortspektrums [8]

Die Durchführung einer nichtlinearen Berechnung im Zuge der Erdbebenbemessung ist von Schwierigkeitsgrad sehr aufwendig und bedarf viele Ressourcen und viel Rechenzeit. Aus diesem Grund erfolgt in der Praxis die Bemessung im Lastfall Erdbeben meistens unter Einsatz der linearen Berechnung. Bei der Durchführung einer linearen Berechnung wird das elastische Antwortspektrum mithilfe des Verhaltensbeiwerts q auf das Bemessungsspektrum (siehe den Verlauf im *Abbildung 54*, definiert durch die Gleichungen (3-65) bis (3-68)) abgemindert. Der Verhaltensbeiwert q berücksichtigt die Dissipationsvermögen der Konstruktion aufgrund ihrer konstruktiven Durchbildung, duktile Verhalten der Bauteile und Tragfähigkeitsreserven [98], [99].

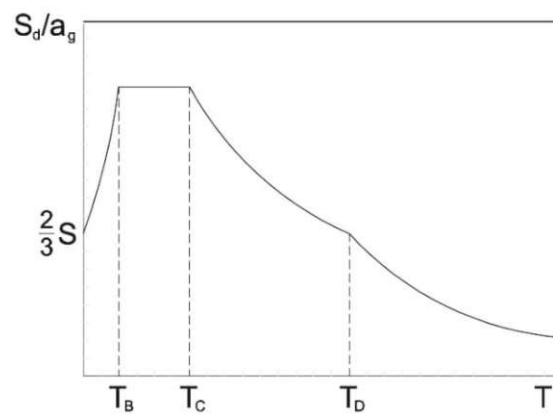


Abb. 54: Form des Bemessungsspektrums [98]

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3-65)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3-66)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]; \quad S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \quad (3-67)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]; \quad S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \quad (3-68)$$

Der Verlauf des Bemessungsspektrums ist in der Norm abhängig von der Baugrundklasse durch die Parameterwerte aus dem *Tabelle 5* definiert.

Tab. 5: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [8]

Baugrundklasse	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.00	0.15	0.4	2.0
B	1.20	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	1.40	0.15	0.5	2.0

Wenn man von einem linear-elastischen Tragverhalten ausgeht, gibt es zwei Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Erdbebenkräfte. Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren kann bei Tragwerken mit regelmäßigem Aufriss und beschränkter Höhe angewendet werden. Bei diesen Tragwerken überwiegt meistens die Grundeigenform, infolgedessen die modale Masse in Verhältnis zu der Gesamtmasse 70% oder mehr beträgt. Unter diesen Bedingungen kann für die Bestimmung der Erdbebenkräfte nur die Grundeigenform in Betracht gezogen werden. Das Multimodale Antwortspektrumverfahren ist die meistverwendete Berechnungsmethode in der Alltagspraxis. Mithilfe dieser Methode können Erdbebenberechnungen für die meisten Hochbaukonstruktionen durchgeführt werden. Im Zuge der Analyse werden mehrere Eigenformen berücksichtigt, wobei das **Eurocode 8** die Anzahl der berücksichtigten Eigenformen beschränkt. Die Eigenformen, die einzubeziehen sind, müssen in Summe für beide Richtungen das Verhältnis der modalen Masse zu der Gesamtmasse von 90% erreichen [98], [99].

Für die Ermittlung der Erdbebeneinwirkung gibt es zwei weitere Berechnungsmethoden: die nichtlineare statische (pushover) Berechnung und die nichtlineare Zeitverlaufsberechnung (dynamisch). Aufgrund der Nichtlinearität sind diese Methoden aufwendiger in der Handhabung. Sie liefern aber meistens wirtschaftlichere Ergebnisse als die lineare Berechnungsmethoden [98], [99].

3.5.2 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrumverfahren ist erlaubt, wenn die untersuchte Tragwerkskonstruktion über im Aufriss regelmäßig ist. Außerdem müssen folgende Bedingungen erfüllt werden [98]:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2.0 \text{ s} \end{cases} \quad (3-69)$$

Die Berechnung der resultierenden Erdbebengesamtkraft erfolgt nach dem folgenden Ausdruck:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3-70)$$

Der Korrekturbeiwert λ wird wie folgt ermittelt:

$$\lambda = \begin{cases} 0.85, & \text{wenn } T_1 \leq 2 \cdot T_C \text{ und Bauwerk hat mehr als 2 Stockwerke} \\ \text{sonst } 1.00 & \end{cases} \quad (3-71)$$

In der Gleichung (3-70) steht m für die Gesamtmasse des Hochbaus und $S_d(T_1)$ für den Bemessungsspektrums, ausgewertet für die Grundschwingungsdauer T_1 [98].

Der Feuermauer aus dem *Abbildung 52* wird im Zuge der Erdbebenbemessung als Kragarmsystem mit konzentrierte Geschoßmassen (siehe *Abbildung 55*).

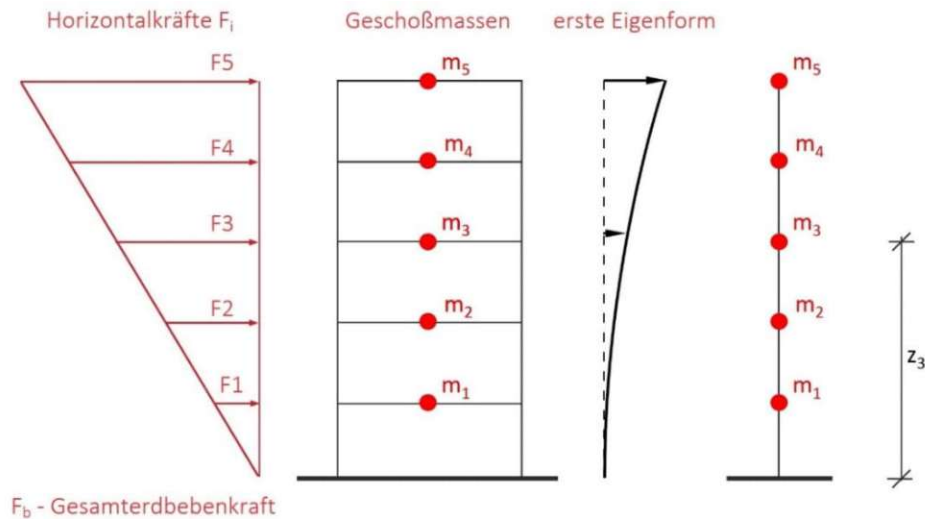


Abb. 55: Aufteilung der Gesamterdbebenkraft F_b auf die Horizontalkräfte F_i [99]

Wie in der *Abbildung 55* ersichtlich, wird die Erdbebenkraft F_b annähernd zu dem Verlauf der ersten Eigenform in die horizontalen Kräfte F_1 bis F_5 aufgesplittet. Unter der Annahme eines linearen Verlaufs erfolgt die Ermittlung der Kräfte F_i , die jeweils auf der Höhe der einzelnen Geschoße wirken, mithilfe des Ausdrucks aus (3-72) ermittelt [98].

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j \cdot m_j} \quad (3-72)$$

In der Gleichung (3-72) steht m_i für die Geschoßmasse und z_i für die Höhe der einwirkenden horizontalen Kräfte F_i , gemessen ab dem Niveau der Fundierung oder ab dem Niveau der Decke über dem Kellergeschoß. Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren hat den großen Vorteil, dass man in den weiteren Verlauf der Bemessung von statisch einwirkenden Lasten ausgehen kann. Diese Lasten können in einen normalen Lastfall berücksichtigt werden. Diese Tatsache ermöglicht eine vereinfachte Ermittlung der Schnittgrößen des statischen Systems [98].

4 Künstliche Neuronale Netzwerke (KNN)

4.1 Allgemeines

Die Anfänge der Künstlichen Intelligenz (KI, auf Englisch AI – Artificial Intelligence) als Konzept ist auf Arbeiten von Pionieren, wie Alan Turing, Warren McCulloch und Walter Pitts aus der Mitte des 20. Jahrhunderts zurückzuführen. Im weitesten Sinne des Wortes umfasst KI die Fähigkeit einer Maschine sich mit Aufgaben zu befassen, die einer kognitiven Auseinandersetzung bedürfen. Durch KI können Maschinen vermehrt bei diversen Aufgaben eingesetzt werden, die bisher nur den Menschen vorbehalten waren [101].

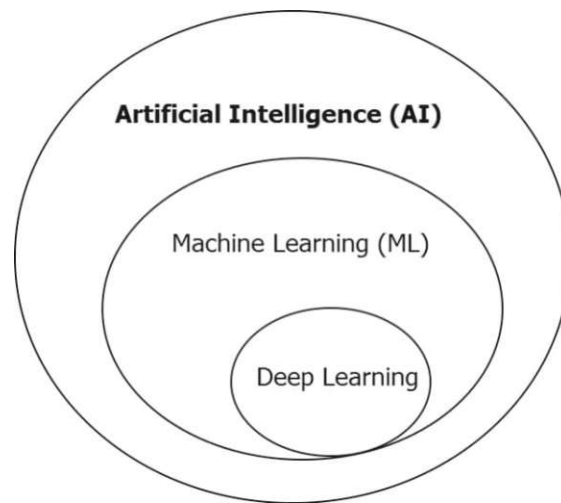


Abb. 56: Begriffe der Künstlichen Intelligenz [en] [102]

Die Künstliche Intelligenz steht als Oberbegriff für alle Algorithmen, die die menschliche Intelligenz nachahmen. Wie in *Abbildung 56* ersichtlich, ist das Maschinelle Lernen (auf Englisch ML - Machine Learning) ein Teilbereich der Künstlichen Intelligenz. Das tiefgehende Lernen (auf Englisch - Deep Learning) hingegen ist Teil des maschinellen Lernens. In weiterer Folge werden diese Begriffe der KI kurz erläutert [101].

Systeme, die durch a priori definierte Regeln, Aufgaben bewältigen, wurden in der Vergangenheit lange als intelligent gesehen. Aufgrund der rasanten Entwicklung in den letzten Jahren im Bereich der KI, fallen derartige Programme heutzutage jedoch nicht mehr unter intelligente Systeme der KI. Diese Programme sind im Allgemeinen repräsentativ für das konventionelle Programmieren (siehe *Abbildung 57*). Systeme des Maschinellen Lernens beruhen im Vergleich zu den konventionell programmierten Systemen nicht auf Regeln, die im Vorhinein von einem Menschen definiert wurden. Diese Systeme werden als revolutionär angesehen, da sie die Fähigkeit besitzen funktionale Beziehungen zwischen den Eingangs- und Ausgangswerten einer Aufgabe zu erkennen. Für ihren Lernprozess benötigen die Algorithmen des Maschinellen Lernens eine Datenbank mit einer hohen Anzahl an Datensätze, die die entsprechende Aufgabe beschreiben (siehe *Abbildung 57*) [101].

Das tiefgehende Lernen als Unterklasse des maschinellen Lernens (siehe *Abbildung 56*) ist von einem komplexeren Lernprozess, der auf mehr als drei Ebenen (inklusive Eingabe- und Ausgabebene) stattfindet, gekennzeichnet. Diese Art des Lernens kommt bei anspruchsvollen Aufgaben zum Einsatz, da sie eine bessere Speicherfähigkeit besitzt als der einfache Neuronales Netzwerk des Maschinellen Lernens [101].

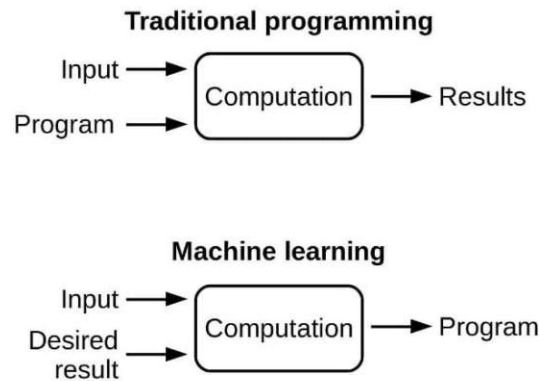


Abb. 57: Konventionelles Programmieren vs. Maschinelle Lernen [en] [102]

4.2 Funktionsweise von künstlichen neuronalen Netzwerken

Ein System der Künstlichen Intelligenz muss nach seiner Entstehung im Stande sein, Informationen bzw. Wissen zu akkumulieren. Der Lernprozess dieser Systeme ist in der Literatur als Trainieren bekannt. Basierend auf das angeeignete Wissen führt das System diverse Aufgaben durch und kann zu einem späteren Zeitpunkt durch erneutes Trainieren neues Wissen anhäufen. Die Systeme der KI versuchen im Grunde den komplexen Lernprozess eines Menschen in einer einfachen Weise nachzuahmen. Aus diesem Grund sind die Systeme heutzutage unter dem Begriff Künstliche Neuronale Netzwerke (KNN, auf English ANN – Artificial Neuronal Networks) zu finden [103].

Das Modell, das die Struktur und Funktionsweise von KNN definiert, wurde durch Übernahmen von Konzepten aus der Neurologie formuliert. Es ist jedoch anzumerken, dass ein künstliches Neuron nur eine grobe Vereinfachung des natürlichen Neurons eines menschlichen Gehirns darstellt. Nach dem aktuellen Stand der Wissenschaft besteht das menschliche Gehirn im Durchschnitt aus 68 Billionen Neuronen. Um das Verhalten des künstlichen Neurons schildern zu können, werden die Elemente eines natürlichen Neurons nach bestem Wissen anhand der *Abbildung 58* kurz erläutert. Das Neuron 1 empfängt elektrische Signale über die Dendriten, wobei dieses Signal von dem chemischen Vermittler der Zellkörper (Cell Body) abgeschwächt oder verstärkt wird. Im Zellkörper des Neurons geschieht außerdem eine Auslegung des Signals. In weiterer Folge wird das interpretierte Signal über das Axon des Neurons 1 weitergeleitet und über die Synapse an den Dendriten des Neurons 2 abgegeben [101], [104].

Die Komponenten des künstlichen Neurons sind in dem Modell aus *Abbildung 59* zu sehen. Die Dendriten werden im Modell durch die Inputwerte ($x_1, x_2, x_3, \dots, x_m$) wiedergegeben.

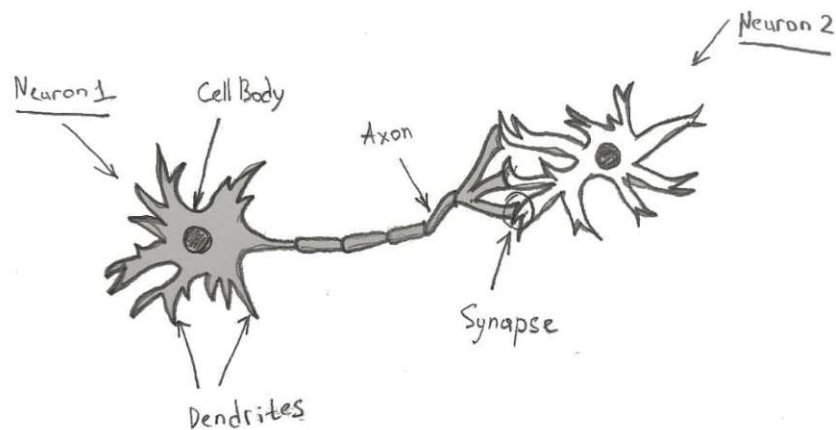


Abb. 58: Aufbau eines Neurons [en] [104]

Die Abschwächung oder Verstärkung des Signals, die in den chemischen Vermittlern der Zellkörper geschieht, wird durch die Gewichtungen ($w_1, w_2, w_3, \dots, w_m$) abgebildet. Das Modell des künstlichen Neurons lässt auch einen fixen Inputwert zu, der in *Abbildung 59* den Wert 1 aufweist und in der Literatur als Verzerrung bezeichnet ist. Die Auslegung im Zellkörper geschieht im Modell durch eine Summenbildung und einer Aktivierungsfunktion [101].

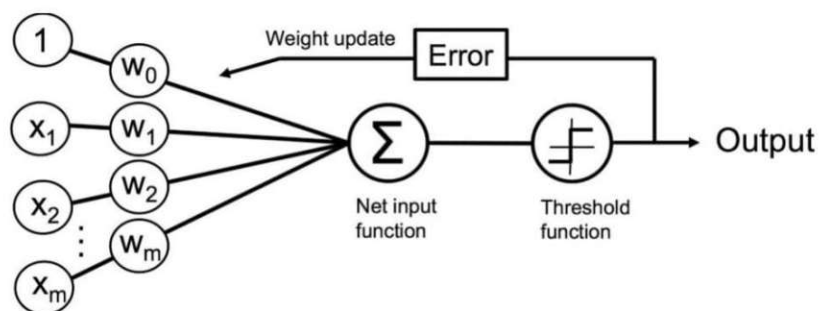


Abb. 59: Funktionsweise eines künstlichen Neurons [en] [105]

Die Aktivierungsfunktion ist in der Gleichung (4-1) dargestellt und sagt aus, wie aktiv das Neuron ist [101].

$$h_n = f\left(\sum_{i=0}^m x_i \cdot w_i\right) \quad (4-1)$$

In der Gleichung (4-2) ist die sogenannte sigmoidische Funktion ausgedrückt. Diese Funktion ist historisch einer der häufigsten Aktivierungsfunktionen für Klassifikationsaufgaben des Maschinellen Lernens [101].

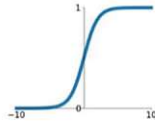
$$f(t) = \frac{1}{1 + e^{-t}} \quad (4-2)$$

Weitere Aktivierungsfunktionen, die heutzutage eingesetzt werden, sind in *Abbildung 60* zu sehen.

Activation Functions

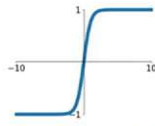
Sigmoid

$$\sigma(x) = \frac{1}{1+e^{-x}}$$



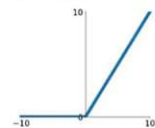
tanh

$$\tanh(x)$$



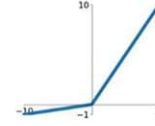
ReLU

$$\max(0, x)$$



Leaky ReLU

$$\max(0.1x, x)$$



Maxout

$$\max(w_1^T x + b_1, w_2^T x + b_2)$$

ELU

$$\begin{cases} x & x \geq 0 \\ \alpha(e^x - 1) & x < 0 \end{cases}$$

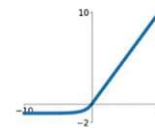


Abb. 60: Aktivierungsfunktionen des Maschinellen Lernens [en] [106]

Basierend auf *Abbildung 59* wurden die einzelnen Komponenten des künstlichen Neurons erläutert. Ein Künstliches Neuronales Netzwerk besteht aus Neuronen, die miteinander vernetzt und auf mehreren Ebenen verteilt sind (siehe *Abbildung 61*). Der Aufbau des Netzwerkes besteht im Grunde aus einer Eingabeebene, einer oder mehrerer verborgenen Ebenen und einer Ausgabebene [107].

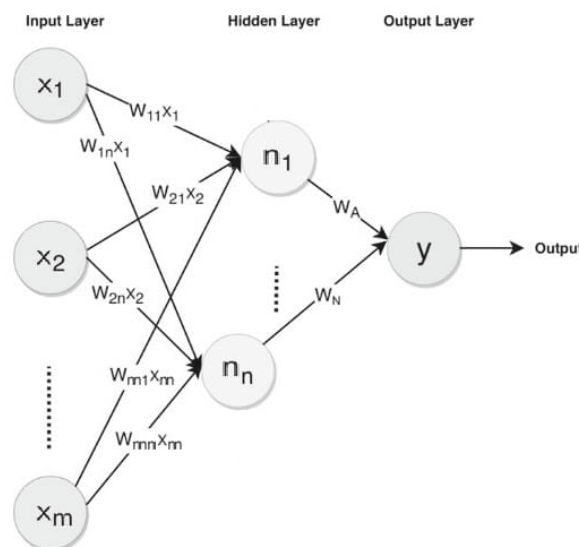


Abb. 61: Künstliches Neuronales Netzwerk (KNN) [107]

Für den Lernprozess benötigt ein Netzwerk eine Datenbank mit ausreichend vielen Datensätzen. In *Tabelle 6* ist exemplarisch eine Datenbank mit den Eingangsvektoren $X=[X_i]$ und den zugehörigen Ausgangswerten $Y=[y_i]$ dargestellt, wobei $i=1, \dots, k$ die Anzahl der Datensätze ist. Der Eingangsvektor $X_i=[x_j]$ besteht aus $j=1, \dots, m$ Eingangsparameter. Am Anfang des Lernprozesses weist der Vektor der Gewichtungen $w=[w_i]$ beliebige Werte

auf. Ziel des Lernalgorithmus ist die Gewichtungen des Netzes so zu justieren, dass das Netzwerk mit einer möglichst hohen Genauigkeit zutreffende Ausgangswerte für alle beliebigen Eingangsvektoren der Datenbank liefern kann [101].

Tab. 6: Beispiel von Datensätze mit Eingangs- und Ausgangswerten [101]

	x_1	x_2	...	x_m	Y	
X_1	1.3	45	...	2	1	y_1
X_2	2.4	36	...	3	0	y_2
...
X_k	4.7	23	...	1	0	y_k

Die Genauigkeit des Netzes wird über eine sogenannte Verlustfunktion ermittelt. Diese Funktion sagt aus, wie stark sich die Ausgabewerte von den erwarteten Werten unterscheiden. Eine Verbesserung der Genauigkeit wird durch die Minimierung der Verlustfunktion erreicht. Im Zusammenhang mit KNN kommt zum Beispiel die mittlere quadratische Abweichung (MSE - Mean squared error) als Verlustfunktion vor. Der Ausdruck dieser Funktion ist in Gleichung (4-3) zu sehen [101].

$$J(w) = MSE(w) = \frac{1}{k} \sum_{i=1}^k (y_i - h_i)^2 \quad (4-3)$$

Die Justierung der Gewichtungen erfolgt in Rückwärtsbewegung in Abhängigkeit von der verwendeten Verlustfunktion. Das Verfahren, das hinter diesem Lernalgorithmus steht, heißt in der Literatur Backpropagation. Im deutschsprachigen Raum ist der Begriff Backpropagation als Fehlerrückführung bekannt [101].

4.3 Arten von künstlichen neuronalen Netzwerken

KNN bestehen aus mehreren Ebenen mit unterschiedlicher Anzahl an Neuronen. Der Aufbau des Netzwerkes, die Initialisierung der Gewichtungen und die Art der Verlust- und Optimierungsfunktion definieren die Architektur des Netzwerkes. Allgemein ist anzumerken, dass eine Ebene als dichte Ebene gekennzeichnet ist, wenn jedes Neuron dieser Ebene mit allen Neuronen der darauffolgenden Ebene verknüpft ist [101]. Im Allgemeinen gibt es zwei Arten von neuronalen Netzwerken: Feedforward Neuronale Netzwerke (FFNN – siehe *Abbildung 62*) und Rekurrente Neuronale Netzwerke (RNN – siehe *Abbildung 63*). FFNN beinhalten Neuronen, die Signale nur in Vorwärtsbewegung übertragen, während die Neuronen des RNN Signale zeitversetzt auch in die entgegengesetzte Richtung übertragen können. Durch diese Besonderheit haben rekurrente Netzwerke eine verstärkte Speicherfähigkeit [101].

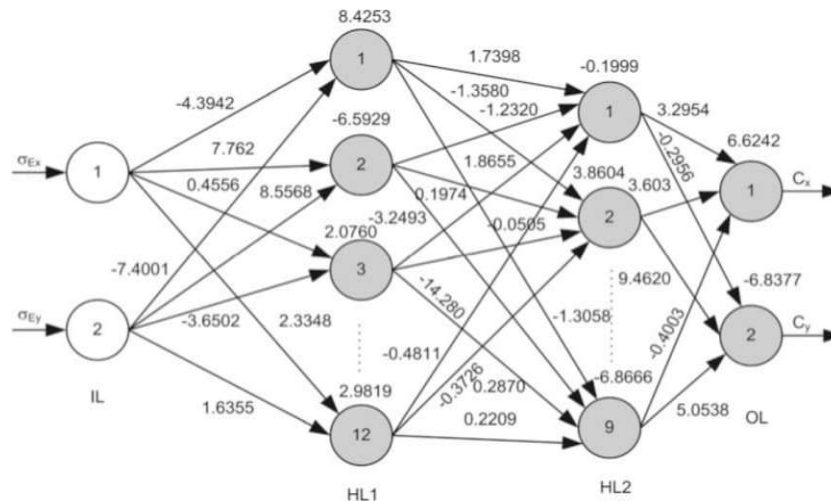


Abb. 62: Feedforward Neuronales Netzwerk (FFNN) [108]

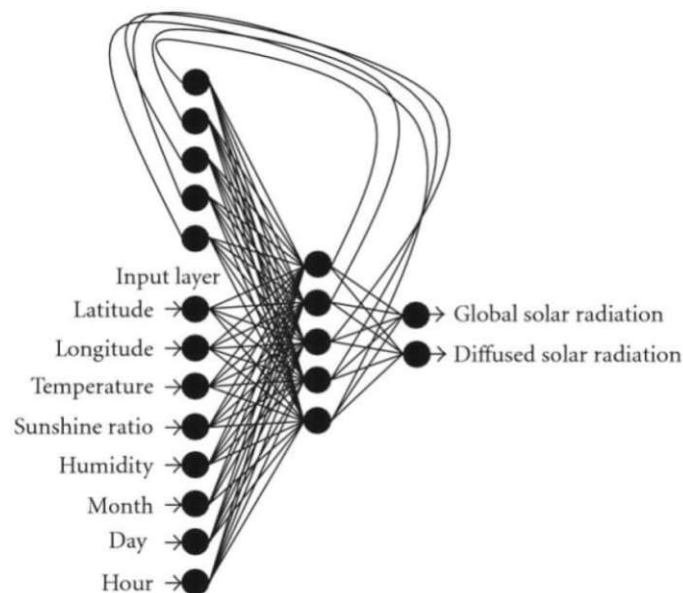


Abb. 63: Rekurrentes Neuronales Netzwerk (RNN) [en] [109]

4.4 Arten des Maschinellen Lernens

Im Bereich des Maschinellen Lernens gibt es zwei Arten: Überwachtes und Unüberwachtes Lernen. Bei den bisherigen Erläuterungen zur Funktionsweise der KNN ging es im Grunde um die erste Art des Lernens. Die KNN deren Lernprozesse von einer von Dritten erstellten Datenbank mit Eingabe- und Ausgabewerten und von einem Fehlerrückführungsalgorithmus abhängt, beruhen auf das Überwachte Lernen. Das Unüberwachte Lernen hingegen, baut weder auf den Vergleich zwischen den Eingabe- und Ausgabewerten noch auf die Minimierung der Verlustfunktion auf. Der Lernprozess eines unüberwachten KNN stützt sich auf die Fähigkeit des Netzwerkes Muster und Besonderheiten zwischen den Eingangswerten einer großen Datenbank zu erkennen. Das Unüberwachte Lernen wird unter anderem für die sogenannten Clusteranalysen eingesetzt [101].

4.5 Einsatz von künstlichen neuronalen Netzwerken

Der Forschungsbereich der künstlichen Intelligenz hat in den vergangenen Jahren eine rasante Entwicklung erfahren. Diese Entwicklung wurde durch die exponentiell steigende Rechenleistung der Prozessoren und Grafikkarten unterstützt. Forscher aus allen Ingenieursdisziplinen setzen künstliche neuronale Netzwerke ein, um diverse Problemstellungen zu studieren. In den letzten 30 Jahren gab es Forschungsarbeiten in allen Bereichen des Bauingenieurwesens, im Zuge derer die Eignung der Künstlichen Neuronalen Netzwerken als Berechnungsinstrument geprüft wurde. Dabei wurden über die Jahre Aufgabestellungen der Baustoffingenieurwissenschaft, Geotechnik, Tragwerksplanung, Bauphysik, des Verkehrsbauwesens und Baumanagements unter Einsatz von künstlicher Intelligenz mit unterschiedlichem Erfolg untersucht [101], [103].

Die Verwendung eines KNN als Berechnungsinstrument hat eine Reihe von Vorteilen gegenüber herkömmlicher Berechnungsmethoden. KNN können bei der Lösung von komplexen Aufgaben eingesetzt werden, deren funktionale Beziehungen nicht klar definiert sind. Solche Netze sind aufgrund ihres Aufbaus im Stande auch hoch nichtlineare Probleme abzubilden. Dies ist möglich, da KNN im Zuge ihres Lernprozesses in der Lage sind aus den ihnen zur Verfügung gestellten Beispielen eigene Regeln zu generieren. Diese Art des Lernens weist auf die Flexibilität der KNN sich an neue Gegebenheiten anzupassen hin. Außerdem ist anzumerken, dass KNN auch mit einer gewissen Anzahl an ungenauen Daten arbeiten können [101], [103].

Der Anwender, der Künstlichen Neuronalen Netzwerken bei unterschiedlichen Untersuchungen einsetzt, muss jedoch auch die Nachteile und die Anwendungsgrenzen dieser Berechnungsmethode kennen. Der Erfolg einer KNN eine Aufgabestellung zu lösen, hängt in hohem Ausmaß von der Qualität und dem Umfang der Datensätze ab. Die Verfassung einer Datenbank aus neu generierten Datensätzen oder aus bestehenden Datensätzen kann unter Umständen eine langwierige Aufgabe darstellen, da die Datensätze die untersuchte Problemstellung möglichst genau beschreiben müssen. Abhängig von dem studierten Problem erfordert eine Untersuchung mit KNN ein vertieftes Verständnis der Lernmechanismen der KNN und ausreichend Rechenleistung der Hardware [103].

Die Berücksichtigung des Einflusses des Ausfachungsmauerwerkes auf das Tragverhalten von Stahlbetonrahmen ist eine Problemstellung, die sich aus zwei Gründen unter Einsatz von Künstlichen Neuronalen Netzwerken untersuchen lässt. Zum einen geht es hier um ein hoch nichtlineares Problem, bei der die funktionalen Beziehungen zwischen den Eingangs- und Ausgangsparametern nicht eindeutig definiert sind. Zum anderen ist festzustellen, dass das Verhalten von Ausfachungen in den letzten 60 Jahren überall auf der Welt experimentell intensiv untersucht wurde. Die Ergebnisse dieser Experimente können als Datensätze für die Entstehung eines KNN dienen. Wie in der Einführung dieser Arbeit erwähnt, verfasste **Sipos et al.** [22] basierend auf den Ergebnissen von 113 Versuchen mit einfeldrigen, eingeschossigen Rahmentragwerken mit Ausfachungsmauerwerk eine Datenbank. Mithilfe dieser Datenbank erstellte er ein KNN, das im Stande war das Tragverhalten des ausgefachten Stahlbetonrahmens unter horizontaler Beanspruchung mit einer Fehlertoleranz von unter 10% vorauszusagen.

5 Analytische Untersuchung

5.1 Einführung

Im Zuge dieser Arbeit wird die Eignung von Künstlichen Neuronalen Netzwerken für die Abschätzung des Tragverhaltens von ausgefachten Stahlbetonrahmen unter Horizontal-last geprüft. Ein künstliches neuronales Netzwerk mit Fehlerrückföhrungsalgorithmus benötigt eine Datenbank mit einer hohen Anzahl an Datensätzen, die die ingenieurmäßige Aufgabestellung ausreichend beschreibt. Datensätze für eine derartige Datenbank zu generieren oder aus bestehenden Datensätzen eine Datenbank zu erstellen, ist einer der aufwendigsten Schritte in der Generierung eines KNN. In dieser Arbeit wurden mithilfe einer analytischen Untersuchung mit der Methode von **Stafford und Carter** [17] Datensätze generiert. Um zu einer ausreichend großen Datenbank zu gelangen, umfasste die analytische Untersuchung ebene ausgefachte Stahlbetonrahmen mit bis zu drei Feldern und drei Stockwerken (siehe *Abbildung 64*).

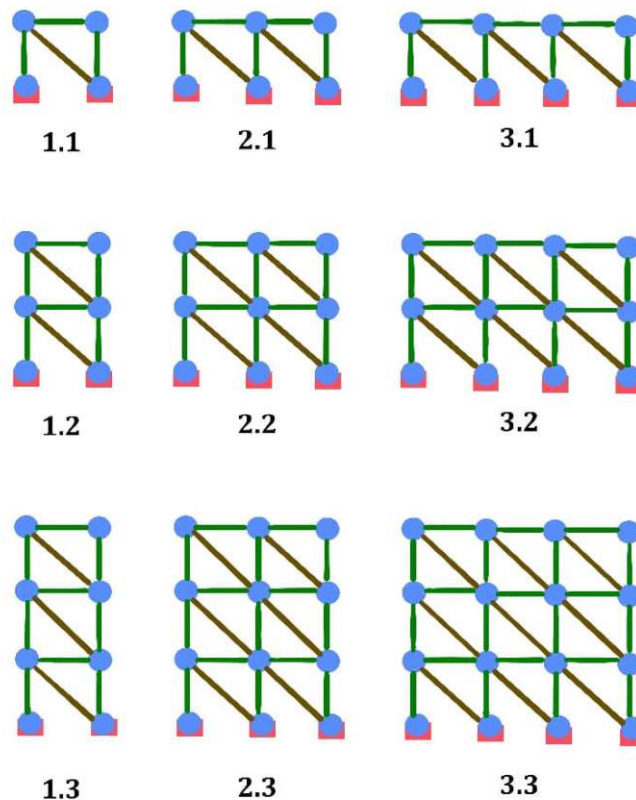


Abb. 64: Untersuchte ausgefachte Rahmensysteme

Zusätzlich zu der Berücksichtigung von mehreren statischen Systemen, wurde durch die Variation des Höhe-Breite-Rahmenverhältnisses (bei einer konstanten Höhe von 3 m), der Beton- und Stahlgüte, der Träger- und Stützenabmessungen, des Bewehrungsgrades und der Mauerwerksart sichergestellt, dass die generierten Datensätze für die Beschreibung des Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerk repräsentativ sind. In *Tabelle 7* ist

die Zusammenfassung aller Eingangswerte der Datensätze ersichtlich. Die Kombination aller Parameter aus *Tabelle 7* ergibt 2592 Datensätze. Es ist jedoch anzumerken, dass die Fläche und die Bewehrung des Stiels und des Riegels nur als ganzer Block mit den anderen Parametern kombiniert werden. Bei den Stahlbetonrahmen gibt es grundsätzlich sechs Ausführungen, die in der Tabelle durch die Trennung in Spalten zu sehen sind.

Tab. 7: Variation der Eingangsparameter

Feldanzahl	1	2	3	-	-	-	-
Geschoßanzahl	1	2	3	-	-	-	-
Seitenverh. l/h	1:1	1:1.5	1:2	1:2.5	-	-	-
(Ausführung)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	
Fläche Stiel	20x20	30x20	32x25	40x25	50x25	50x30	[cm]
	400	600	800	1000	1250	1500	[cm ²]
Bewehrung Stiel	8Ø14	8Ø16	10Ø16	8Ø20	10Ø20	12Ø20	-
	12.30	16.08	20.10	25.10	31.40	37.68	[cm ²]
Fläche Riegel	20x15	20x20	25x24	25x30	25x40	30x40	[cm]
	300	400	600	750	1000	1200	[cm ²]
Bewehrung Riegel	4Ø14	4Ø16	6Ø16	8Ø16	6Ø20	8Ø20	-
	6.16	8.04	12.10	16.10	18.80	25.10	[cm ²]
Schubbewehrung	Ø8/20.0	Ø10/25.0	Ø10/20.0	Ø12/25.0	Ø10/20.0	Ø10/20.0	
	5.03 - 2S	6.28 - 2S	7.85 - 2S	9.04 - 2S	11.78 - 3S	11.78 - 3S	[cm ²]
Betongüte	C20/25	C25/30	C30/37	C40/50	-	-	-
Stahlgüte	BST 550						-
Mauerwerksart	Ytong PV4-0.60		Porotherm 25-38		Porotherm 25-38 Obj		-

5.2 Untersuchung

Als Grundlage der analytischen Untersuchungen wurde für die statischen Systeme aus *Abbildung 64* eine Berechnungsdatei im Excel Programm des Office 365 Pakets von Microsoft erstellt. Gegenstand der Untersuchung ist die Ermittlung der von den ausgefachten Stahlbetonrahmen maximal aufnehmbaren Horizontalkraft H und die dazugehörige horizontale Verschiebung u . In weiterer Folge wird anhand eines Berechnungsbeispiels aufgezeigt, wie die Untersuchung erfolgte. Dieses Beispiel stellt 1 von 2592 Datensätzen dar und weist als statisches System zwei Felder und zwei Geschoße auf (siehe *Abbildung 65*).

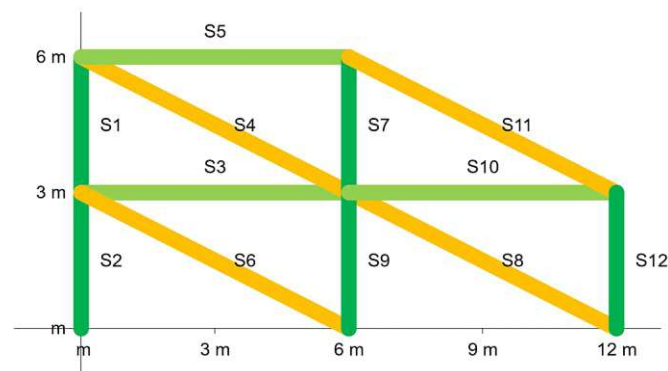


Abb. 65: Darstellung statisches System 2.2 - ausgefachter Rahmen mit zwei Feldern und zwei Geschoßen

Die Eingabewerte der 2592 Datensätze sind statische, geometrische und mechanische Eigenschaftsgrößen. Mithilfe der Knotenpunkte aus *Tabelle 8* werden in *Tabelle 9* die einzelnen Stabelemente definiert und so die Geometrie des Beispiels aus *Abbildung 65* vorgegeben. *Tabelle 8* stellt die Definition der Auflagerbedingungen und der einwirkenden horizontalen Einheitskraft dar. Die Horizontalkraft H greift an den höchsten äußeren Knotenpunkt der Rahmensystem aus *Abbildung 65* an. Die Verschiebung u wird im Zuge der Berechnungen ebenfalls für diese Stelle angegeben.

Tab. 8: Definition der Knoten, der Lagerung (0=keine Auflager, 1=feste Auflager) und der Einheitskraft H

Knotennummer	x-Koordinate [mm]	y-Koordinate [mm]	Lagerung		Kräfte [N]	
			x-Richt.	y-Richt.	x-Richt.	y-Richt.
1	0	3000	0	0	0	0
2	0	6000	0	0	1	0
3	0	0	1	1	0	0
4	6000	3000	0	0	0	0
5	6000	6000	0	0	0	0
6	12000	0	1	1	0	0
7	6000	0	1	1	0	0
8	12000	3000	0	0	0	0

Tab. 9: Definition der Stabelemente durch die Definition der Knoten

Stabnummer	QS [mm ²]	li.K.-Nr.	Re.K.-Nr.	x-li. [mm]	y-li. [mm]	x-re. [mm]	y-re. [mm]	Länge [mm]	Wink. [rad]
1	80000	2	1	0	6000	0	3000	3000	-1.57
2	80000	1	3	0	3000	0	0	3000	-1.57
3	60000	1	4	0	3000	6000	3000	6000	0.00
4	440770	2	4	0	6000	6000	3000	6708	-0.46
5	60000	2	5	0	6000	6000	6000	6000	0.00
6	440770	1	7	0	3000	6000	0	6708	-0.46
7	80000	5	4	6000	6000	6000	3000	3000	-1.57
8	440770	4	6	6000	3000	12000	0	6708	-0.46
9	80000	4	7	6000	3000	6000	0	3000	-1.57
10	60000	4	8	6000	3000	12000	3000	6000	0.00
11	440770	5	8	6000	6000	12000	3000	6708	-0.46
12	80000	8	6	12000	3000	12000	0	3000	-1.57

Die geometrischen, konstruktiven und materialspezifischen Eigenschaftsgrößen der Stahlbetonelemente sind in *Tabelle 10* und der Ausfachungen in *Tabelle 11* ersichtlich. Der rechte Teil der Tabellen dient als Datenbank, wobei die Definition aller Parameter durch die gelb markierten Parameter aus dem linken Spalt erfolgt. Der dritte gelb markierte Parameter in *Tabelle 10* definiert die Ausführung der Stahlbetonrahmen. Die analytische Untersuchung beinhaltet 6 Ausführungsvarianten der Stahlbetonrahmen (siehe Datenbank *Tabelle 10*). Die gelb markierten Parameter werden im Excel Programm jeweils durch ein

Dropdown-Menü ausgewählt. Die Ausfächung weist für alle betrachteten Ausführungen eine Stärke $t = 250$ mm auf, vgl. *Tabelle 11*.

Tab. 10: Parameterdefinition der Stahlbetonelemente

Diagonallänge d:	6708							[mm]
Rahmenhöhe h:	3000							[mm]
Verhältnis l/h:	2.0	1.0	1.5	2.0	2.5			[dim.los]
Rahmenlänge l:	6000							[mm]
Betongüte:	C30/37	C20/25	C25/30	C30/37	C40/50			
E-Modul Beton:	31939	28848	30472	31939	34525			[N/mm ²]
f_{ck} Beton:	30.00	20.00	25.00	30.00	40.00			[N/mm ²]
f_{ctk} Beton:	2.00	1.50	1.80	2.00	2.50			[N/mm ²]
f_{cm} Beton:	38.00	28.00	33.00	38.00	48.00			[N/mm ²]
f_{bk} Beton:	4.50	3.38	4.05	4.50	5.63			[N/mm ²]
Stärke Ausführ.:	3	1	2	3	4	5	6	
Fläche A_c Stiel:	80000	40000	60000	80000	100000	125000	150000	[mm ²]
Fläche A_s Stiel:	20.10	12.30	16.08	20.10	25.10	31.40	37.68	[cm ²]
Fläche A_c Riegel:	60000	30000	40000	60000	75000	100000	120000	[mm ²]
Fläche A_s Riegel:	12.10	6.16	8.04	12.10	16.10	18.80	25.10	[cm ²]
Fläche Schubb. a_{sw}:	7.85	5.03	6.28	7.85	9.04	11.78	11.78	[cm ²]
I_c Stiel:	86140	16309	56422	86140	169151	340398	392481	[cm ⁴]
Umfang A_s Stiel:	503	352	402	503	503	628	754	[mm]
Umfang A_s Riegel:	302	176	201	302	402	377	503	[mm]
Nutzhöhe d Stütze:	290	170	270	290	370	470	470	[mm]
Höhe Stiel h:	320	200	300	320	400	500	500	[mm]
Höhe h Riegel:	240	150	200	240	300	400	400	[mm]
θ Bewehr. Stiel:	16	14	16	16	20	20	20	[mm]
θ Bewehr. Riegel:	16	14	16	16	16	20	20	[mm]

Tab. 11: Parameterdefinition der Ausfächung

E-Modul BST 550.:	210000					[N/mm ²]
f_{yk} BST550:	3000					[N/mm ²]
Art der Ausfächung:	Poroth.	Ytong	Porotherm	Porotherm		
Ausfächung:	25-38	PV4-0.60	25-38	25-38 Objekt		
E_k-M. Ausfächung:	4000	1391	4000	6180		
f_k Ausfächung:	4.00	2.14	4.00	6.18		[N/mm ²]
f_{vk} Ausfächung:	0.24	0.15	0.24	0.30		[N/mm ²]
f_{tk} Ausfächung:	0.19	0.19	0.19	0.24		[N/mm ²]
t Ausfächung:	250					[mm]

Durch die Vernachlässigung der Momentenverläufe im Stahlbetonrahmen, gilt das System aus *Abbildung 65* als ein Fachwerksmodell. Diese Vereinfachung stimmt mit der Annahme der Methode von **Stafford und Carter** überein. Die einwirkende Horizontalkraft

H wirkt als Einheitslast am höchsten äußeren Knotenpunkt der Fachwerkssysteme. Die einzelnen Berechnungsschritte wurden in Excel programmiert, um eine Schnittgrößenermittlung mithilfe des Prinzips der virtuellen Verschiebung zu ermöglichen. Die einwirkenden Schnittgrößen in den einzelnen Stäben wurden im Bezug zu der horizontal auftretenden Einheitskraft $H = 1 \text{ N}$ ermittelt und hängen im Allgemeinen von den Eingangsparametern aus *Tabelle 7* ab. Die Zusammenfassung der ermittelten Schnittgrößen für das beschriebene Berechnungsbeispiel aus *Abbildung 65* ist in *Tabelle 12* zu sehen.

Tab. 12: Schnittgrößenermittlung im Bezug zur Einheitskraft $H = 1 \text{ N}$

Stabnummer	$F_i/H=$	i...Stabnr.
1: $F_1/H =$	0.344	[dim.los]
2: $F_2/H =$	0.523	[dim.los]
3: $F_3/H =$	0.358	[dim.los]
4: $F_4/H =$	-0.769	[dim.los]
5: $F_5/H =$	-0.312	[dim.los]
6: $F_6/H =$	-0.400	[dim.los]
7: $F_7/H =$	0.156	[dim.los]
8: $F_8/H =$	-0.718	[dim.los]
9: $F_9/H =$	0.133	[dim.los]
10: $F_{10}/H =$	0.312	[dim.los]
11: $F_{11}/H =$	-0.349	[dim.los]
12: $F_{12}/H =$	-0.156	[dim.los]

Die analytische Untersuchung wurde unter Einsatz der Methode von **Stafford und Carter** [17] durchgeführt. Das Bemessungskonzept der US-amerikanischen Richtlinien **FEMA 273** [15] und **356** [16] baut auf dieser Methode auf. Die Ausfachung wird hier als Druckstrebe mit konstantem Querschnitt abgebildet, wobei die Druckstrebe die Materialeigenschaften des Ausfachungsmauerwerkes übernimmt. Der Querschnitt der Druckstrebe nimmt auch die Stärke der Ausfachung an. Unter diesen Annahmen gilt die Druckstrebenbreite w als Unbekannte. Die Breite der Druckstrebe w wird im Bezug zur Länge d der Druckstrebe ausgedrückt. Nach **Stafford und Carter** ist die Breite der Druckstrebe w jedoch nicht konstant, sondern sie nimmt mit dem Fortschritt der Belastung ab. Durch die Reduzierung des w/d - Wertes aufgrund der Rissentstehung in der Ausfachung wird das nichtlineare Tragverhalten der Mauerwerksausfachung vereinfacht abgebildet. Der w/d - Wert hängt in dieser Berechnungsmethode von dem Steifigkeitsparameter $\lambda h'$, dessen Ausdruck in der Gleichung (5-1) zu finden ist, ab [14], [17].

$$\lambda h' = h' \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_f I_c h}} \quad (5-1)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h}{l} \right) \quad (5-2)$$

In den Gleichungen (5-1) und (5-2) stehen t , h und l für die Stärke, die Höhe und die Länge der Ausfachung bzw. h' für die Höhe des Rahmens, gemessen von der Mittellinie der Riegel. E_i bzw. E_f ist das Elastizitätsmodul der Ausfachung bzw. des Rahmens und I_c das Flächenträgheitsmoment des Stützenquerschnitts. Der Steifigkeitsparameter $\lambda h'$ der beschriebene Berechnungsbeispiels ist in *Tabelle 13* ersichtlich.

Die Ermittlung des w/d – Wertes erfolgt nach **Stafford und Carter** grafisch in Abhängigkeit von dem Steifigkeitsparameter $\lambda h'$. Die Autoren haben für mehrere Seitenverhältnisse l/h der Ausfachung Diagramme zur Bestimmung des w/d – Wertes zur Verfügung gestellt. Diese Diagramme wurden auf empirischem Weg hergeleitet und beinhalten mehrere Kurven (siehe z. Bsp. *Abbildung 19*), die von dem Schädigungsgrad der Ausfachung abhängig sind [14], [17].

Govindan [110] führte bezogen auf die w/d - $\lambda h'$ Kurven von **Stafford und Carter** eine Regressionsanalyse durch. Ihm gelang es, diese Kurven als Gleichungen zu beschreiben. Unter Anwendung der Gleichung (5-3) kann man den w/d – Wert am Anfang des Belastungsgeschehens bestimmen, wenn die Horizontalkraft H gleich Null ist. Mithilfe der Gleichung (5-4) kann man die reduzierte Strebenbreite w , die kurz vor Druckversagen der Strebe noch erhalten bleibt, ermitteln. In diesem Fall ist das Verhältnis der auftretenden Horizontallast H zu der maximal aufnehmbaren Horizontallast H_c gleich Eins [110].

$$\frac{H}{H_c} = 0; \quad \frac{w}{d} = 0.58 \left(\frac{l'}{h'} \right)^{-0.445} \cdot (\lambda h')^{-0.335} \cdot \left(\frac{l'}{h'} \right)^{0.064} \quad (5-3)$$

$$\frac{H}{H_c} = 1; \quad \frac{w}{d} = 0.286 \left(\frac{l'}{h'} \right)^{-0.18} \cdot (\lambda h')^{-0.202} \cdot \left(\frac{l'}{h'} \right)^{0.41} \quad (5-4)$$

Tabelle 13 zeigt die ermittelte w/d – Werten und die Druckstrebenbreiten w für den Berechnungsbeispiel aus *Abbildung 65* auf.

Tab. 13: Ermittlung der Druckstrebenbreite w

Steifigkeitpar. $\lambda h'$:	3.82	[dim.los]
Winkel Diagonale θ:	0.464	[rad]
h Ausfachung:	2760	[mm]
l Ausfachung:	5680	[mm]
w/d-Wert ($R/R_c=0$):	0.263	[dim.los]
Breite w ($R/R_c=0$):	1763	[mm]
w/d-Wert($R/R_c=1$):	0.175	[dim.los]
Breite w ($R/R_c=1$):	1171	[mm]

Wie zuvor erwähnt, ergeben sich durch das Variieren der Eingangswerte insgesamt 2592 Datensätze. Basierend auf den Eingangswerten liefert die Untersuchung nach **Stafford und Carter** für jeden Datensatz die maximale aufnehmbare Horizontalkraft H des Systems bis zum Versagen des ersten Bauteils und die zugehörige Horizontalverschie-

bung u . Mithilfe der Gleichungen aus *Tabelle 14* wurden im Excelprogramm die benötigten Berechnungsschritte für die Ermittlung der zwei Ausgangswerte programmiert. Bei den Gleichungen 1 bis 8 aus *Tabelle 14* geht es um die Bestimmung der Tragfähigkeit der einzelnen Bauteile des Fachwerkssystems. Mithilfe der 9.-ten Gleichung in *Tabelle 14* wird die horizontale Verschiebung u bestimmt.

Tab. 14: Formeln zur Ermittlung der Tragfähigkeit u. Verschiebung des Fachwerkssystems [17], [19], [110]

Nr.	Bauteil	Versagen	Gleichung	Quelle
1.	Stiel und Riegel	Zufolge Überschreitung Zugfestigkeit	$P_t^1 = A_c \cdot f_{ctk} + (m - 1) \cdot A_s \cdot f_{ctk}$ $A_c - \text{Fläche Betonquerschnitt}$ $f_{ctk} - \text{Zugfestigkeit Beton}$ $m - \text{modulares Verhältnis } (E_s/E_c)$ $A_s - \text{Fläche Bewehrung}$	Stafford Smith und Carter (1969)
2.	Stiel und Riegel	zufolge Überschreitung Fließgrenze	$P_t = A_s \cdot f_{yk}$ $f_{yk} - \text{Fließgrenze Bewehrung}$	Stafford Smith und Carter (69)
3.	Stiel und Riegel	zufolge Überschreitung Druckfestigkeit	$P_u = 2/3 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d + A_s \cdot (f_{yk} - 2/3 \cdot f_{ck})$ $f_{ck} - \text{Druckfestigkeit Beton}$ $b - \text{Breite; } d - \text{statische Nutzhöhe}$	Stafford Smith und Carter (69)
4.	Stiel	zufolge Überschreitung Querkraftwiderstand bewehrte QS	$V_{Rk,s} = a_{sw} \cdot f_{yk} \cdot z \cdot \cot \theta$ $a_{sw} = A_{sw}/s$ $z = 0.9 \cdot d$ $\theta - \text{Winkel geneigte Druckfeld Betonquerschnitt}$ $s - \text{Abstand zwischen Bügelbewehrung}$	ÖNORM EN 1992-1-1: 2021
5.	Verankerung Bewehrung	zufolge Überschreitung Haftfestigkeit	$F = n \cdot \pi \cdot d \cdot \text{Verankerungslänge} \cdot \tau_1$ $n - \text{Anzahl Bewehrungsstäbe; } d - \text{Ø Bewehrung}$ $\tau_1 - \text{Haftfestigkeit zwischen Bewehrung und Beton}$	Stafford Smith und Carter (69)
6.	Ausfachung	zufolge Überschreitung Druckfestigkeit	$\frac{R_c}{f_k \cdot h \cdot t} = \frac{\pi \cdot \sec \theta}{2 \cdot \lambda h}$ $f_k - \text{Druckfestigkeit Mauerwerk}$ $h - \text{Höhe Ausfachung; } t - \text{Stärke Ausfachung}$ $\theta - \text{Druckstrebeneigung; } \lambda h - \text{Steifigkeitsverhältnis}$	Govindan (1986)
7.	Ausfachung	zufolge Überschreitung Schubfestigkeit	$\frac{R_s}{f_{vk} \cdot h \cdot t} = 1.65 \left(\frac{l}{h}\right)^{0.60} \cdot (\lambda h)^{-0.05} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^{0.50}$ $f_{vk} - \text{Schubfestigkeit Mauerwerk; } l - \text{Länge Ausfachung}$	Govindan (1986)
8.	Ausfachung	zufolge Überschreitung Querkraftfestigkeit	$\frac{R_t}{f_{tk} \cdot h \cdot t} = 3.10 \left(\frac{l}{h}\right)^{0.96} \cdot (\lambda h)^{-0.10} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^{0.47}$ $f_{tk} - \text{Zugfestigkeit Mauerwerk}$	Govindan (1986)
9.	horizontale	Verschiebung	$\delta_H = H \sum \frac{F \cdot U \cdot L}{A \cdot E} + \dots \text{Anteil ohne Schädigung}$ $+ \frac{H^2}{2H_c} \sum \frac{F \cdot U \cdot L}{E} \left(\frac{A_I - A_c}{A_I \cdot A_c}\right) \dots \text{Anteil Schädigung}$ $H - \text{horiz. Last; } H_c - \text{max. aufn. Last (Druckversagen bei Erreichung von } R_c); F, U - \text{Kräfte Prinzip virtuelle Verschiebungen; } L - \text{Stablänge; } E - \text{E-Modul}$ $A_I - \text{Strebenfläche } H/H_c=0; A_c - \text{red. } A_I \text{ (Schädigung)}$	Stafford Smith und Carter (1969)

Die Ermittlung der maximal aufnehmbaren Horizontalkraft H erfolgt mithilfe einer Gegenüberstellung der meistbelastetsten Fachwerkselementen aus *Tabelle 12* und ihrer Tragfähigkeiten. In weiterer Folge wird zur Vorschau gebracht, wie die einwirkenden Druck- und Zugkräfte dem Widerstand der Elemente im Excel Berechnungsprogramm gegenübergestellt wurden. Die Gegenüberstellung der zugbeanspruchten Stahlbetonelemente ist in *Tabelle 15* und *Tabelle 16* bzw. der druckbeanspruchten Stahlbetonelemente in *Tabelle 17* und *Tabelle 18* zu sehen. Die höchste Zugkraft in den vertikalen Stäben ist in dem Stiel mit der Nr. 2 (siehe *Abbildung 66*) vorhanden.

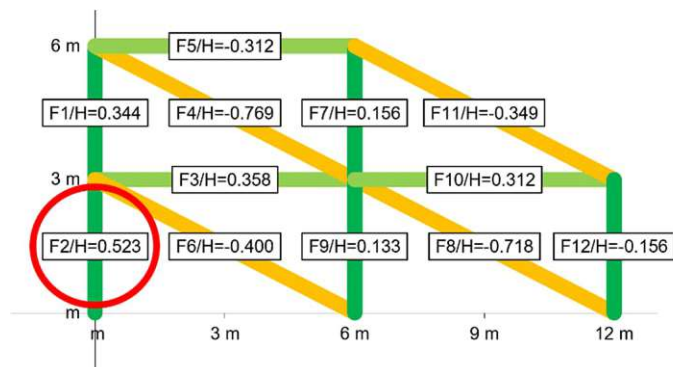


Abb. 66: Maßgebender Stiel unter Zugbeanspruchung

Tab. 15: Ermittlung der Horizontalkraft H bei Erreichung der Tragfähigkeitsgrenze des Stiels Nr. 2

Maßgebender Stiel unter Zugkraft:
Stab Nr. 2: $F_2/H = 0.523$ [dim.los]
Tragwiderstände:
$P_t^1 + G = 230.41$ kN
$F + G = 769.20$ kN
$P_t + G = 1153.30$ kN
Maßgebender Tragwiderstand:
$P_t^1 + G = 230.41$ kN
Zugehörige Horizontalkraft H:
$H = 440.62$ kN

G ...Kraft zufolge Eigengewicht [kN]

P_t^1 ...aufnehmbare Zugkraft zufolge

Zugfestigkeit des Betons [kN]

F ... aufnehmbare Zugkraft zufolge

Haftfestigkeit der Bewehrung [kN]

P_t ...aufnehmbare Zugkraft zufolge

Fließgrenze der Bewehrung [kN]

In *Tabelle 15* ist zu sehen, dass das Versagen des Stiels zufolge Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons für die Ermittlung der Horizontalkraft H maßgebend ist. Die Kraft G aus dem Eigengewicht der Konstruktion wurde im Zuge der Berechnung berücksichtigt.

In dem Fachwerksystem aus *Abbildung 65* ist der Riegel mit der Nr. 3 der meistbelastete horizontale Zugstab (siehe *Abbildung 67*). Bei diesem Element ist wiederum die Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons für die Bestimmung der Horizontalkraft H (siehe *Tabelle 16*) verantwortlich.

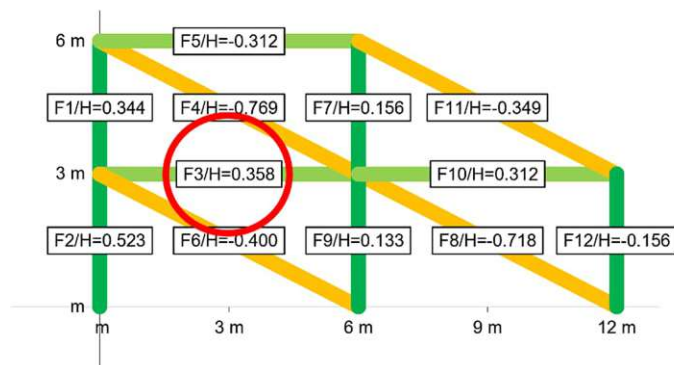


Abb. 67: Maßgebender Riegel unter Zugbeanspruchung

Tab. 16: Ermittlung der Horizontalkraft H bei Erreichung der Tragfähigkeitsgrenze des Riegels Nr. 3

Maßgebender Riegel unter Zugkraft:
Stab Nr. 3: $F_3/H = 0.358$ [dim.los]
Tragwiderstände:
$P_t^1 = 133.49$ kN
$F = 432.72$ kN
$P_t = 665.50$ kN
Maßgebender Tragwiderstand:
$P_t^1 = 133.49$ kN
Zugehörige Horizontalkraft H:
$H = 372.78$ kN

P_t^1 ...aufnehmbare Zugkraft zufolge

Zugfestigkeit des Betons [kN]

F ... aufnehmbare Zugkraft zufolge

Haftfestigkeit der Bewehrung [kN]

P_t ...aufnehmbare Zugkraft zufolge

Fließgrenze der Bewehrung [kN]

Die höchste Druckkraft in den vertikalen Stäben ist in dem Stiel mit der Nr. 12 (siehe *Abbildung 68*) zu finden.

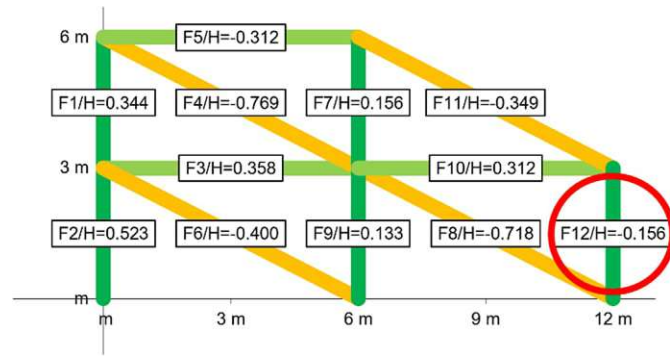


Abb. 68: Maßgebender Stiel unter Druckbeanspruchung

Bei der Ermittlung des Druckwiderstandes des Stiels wurde die Kraft G aus dem Eigengewicht der Konstruktion in Betracht gezogen. Die Horizontalkraft H die einwirken muss, um den Stiel Nr. 12 zum Versagen zu bringen ist sehr hoch (siehe *Tabelle 17*).

Tab. 17: Ermittlung der Horizontalkraft H bei Erreichung der Tragfähigkeitsgrenze des Stiels Nr. 12

Maßgebender Stiel unter Druckkraft:
Stab Nr. 12: $F_{12}/H = -0.156$ [dim.los]
Maßgebender Tragwiderstand:
$P_u - G = 1562.65$ kN
Zugehörige Horizontalkraft H:
$H = 10009.30$ kN

G ...Kraft zufolge Eigengewicht [kN]

P_u ...aufnehmbare Druckkraft zufolge

Druckfestigkeit des Betons [kN]

In dem Berechnungsbeispiel aus *Abbildung 65* ist der Riegel mit der Nr. 5 der meistbelastetste horizontale Druckstab (siehe *Abbildung 69*).

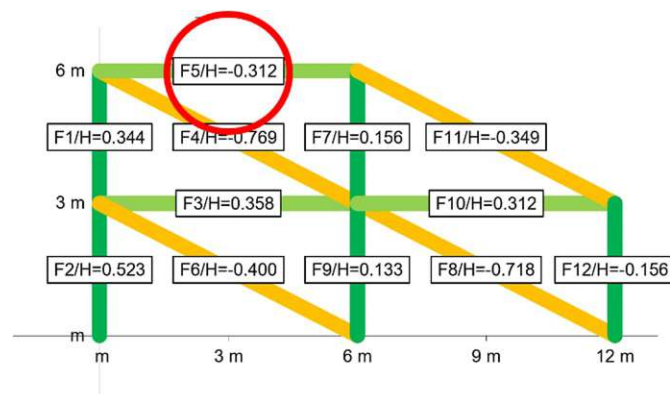


Abb. 69: Maßgebender Riegel unter Druckbeanspruchung

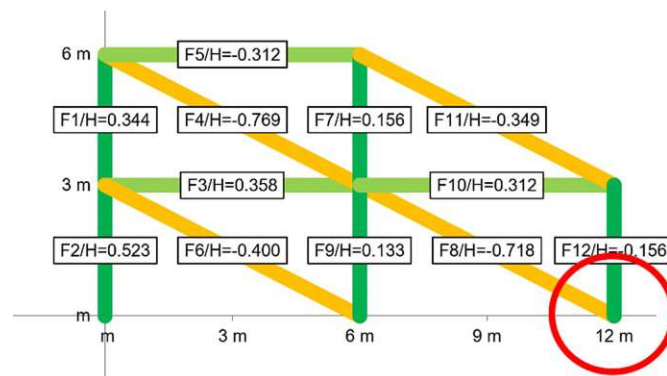
Tab. 18: Ermittlung der Horizontalkraft H bei Erreichung der Tragfähigkeitsgrenze des Riegels Nr. 5

Maßgebender Riegel unter Druckkraft:
Stab Nr. 5: $F_5/H = -0.312$ [dim.los]
Maßgebender Tragwiderstand:
$P_u = 1206.41$ kN
Zugehörige Horizontalkraft H:
$H = 3863.74$ kN

P_u ...aufnehmbare Druckkraft zufolge
Druckfestigkeit des Betons [kN]

Wie in *Tabelle 18* dargestellt, ist die Druckfestigkeit des Riegels erreicht, wenn die Horizontalkraft H einen sehr hohen Wert annimmt.

Die maximal aufnehmbare Horizontalkraft H wurde auch für den Fall ermittelt, dass ein Stiel zufolge Schubbeanspruchung versagt. Der auf Schub meistbeanspruchte Stiel ist der Stiel Nr. 12 (siehe *Abbildung 70*). In *Tabelle 19* ist die Schubfestigkeit des Stielquerschnittes angeführt. Die Horizontalkraft H , die ein Schubversagen im Stiel bewirkt ist in der *Tabelle* ebenfalls zu sehen.

**Abb. 70:** Maßgebender Stiel unter Querkraftbeanspruchung**Tab. 19:** Ermittlung der Horizontalkraft H bei Erreichung der Schubtragfähigkeit des Stiels Nr. 12

Maßgebender Stiel unter Querkraft:
Stab Nr. 12: $Q_{12}/H = 0.640$ [dim.los]
Maßgebender Tragwiderstand:
$V = 187.54$ kN
Zugehörige Horizontalkraft H:
$H = 292.17$ kN

V ...Querkraftwiderstand Stielquerschnitt [kN]

Mithilfe der letzten fünf Abbildungen und fünf Tabellen wurden alle Fälle abgedeckt, die ein Versagen der Stahlbetonelemente hervorrufen. Der Fall der sich auf ein Versagen der Ausfachungsdiagonale bezieht, wird als nächstes angeführt. Dabei wurde der Wider-

stand der meistbelastetsten Ausfachungsdiagonale (siehe *Abbildung 71*) gegen Druckversagen, Schubversagen und Querkzugversagen berechnet. Für jede Art des Versagens ist in *Tabelle 20* die entsprechende Horizontalkraft H dargestellt.

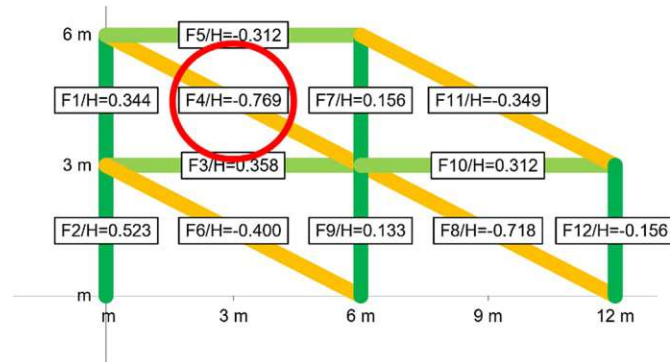


Abb. 71: Maßgebende Ausfachungsdiagonale unter Druckbeanspruchung

Tab. 20: Ermittlung der Horizontalkraft H bei Erreichung der Tragfähigkeitsgrenze der Diagonale Nr. 4

Maßgeb. Ausfachung unter Druckkraft:
Stab Nr. 4: $F_4/H = -0.769$ [dim.los]
Tragwiderstände:
$R_c = 1378.56$ kN
Zugehörige Horizontalkraft H:
$H = 1792.81$ kN = H_c
$R_s = 409.45$ kN
Zugehörige Horizontalkraft H:
$H = 532.49$ kN
$R_t = 719.21$ kN
Zugehörige Horizontalkraft H:
$H = 935.33$ kN

R_c ...Widerstand zufolge Erreichung der Druckfestigkeit der Ausfachung [kN]

R_s ... Widerstand zufolge Erreichung der Schubfestigkeit der Ausfachung [kN]

R_t ... Widerstand zufolge Erreichung der Querkzugfestigkeit der Ausfachung [kN]

H_c - maximal aufnehmbare Horizontalkraft H
(Druckversagen bei Erreichung von R_c)

Die maximal aufnehmbare Horizontalkraft H in dem angeführten Berechnungsbeispiel ist der niedrigste Wert aus der *Tabelle 15* bis *Tabelle 20*, d.h. die Horizontalkraft H aus der *Tabelle 19*. Diese Horizontalkraft $H = 292.17$ kN = 292170 N verursacht ein Schubversagen in dem Stiel mit der Nr. 12. Die maximal aufnehmbare Horizontalkraft H_c zufolge Druckversagen bei Erreichung des Tragwiderstandes R_c in der Ausfachungsdiagonale ist $H_c = 1792.81$ kN = 1792810 N.

Die Ermittlung der Horizontalverschiebung u unter der Einwirkung der Horizontalkraft H erfolgte im Excel Programm nach der 9.ten Gleichung aus *Tabelle 14*. Der ersten Berechnungsschritte der Gleichung und die Summenbildung ist in *Tabelle 21* ersichtlich. Die Horizontalverschiebung u wird gemäß Gleichung (5-5) bestimmt:

$$u = H \cdot \sum \frac{F \cdot U \cdot L}{A \cdot E} + \frac{H^2}{2H_c} \cdot \sum \frac{F \cdot U \cdot L}{E} \left(\frac{A_I - A_c}{A_I \cdot A_c} \right) \quad (5-5)$$

$$\begin{aligned} u &= 292170 \cdot 0.0000068 + (292170^2/2 \cdot 1792810) \cdot 0.000027 = \\ &= 2.0 \text{ mm} + 0.1 \text{ mm} = 2.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tab. 21: Ermittlung $\sum(F \cdot U \cdot L)/(A \cdot E)$ und $\sum((F \cdot U \cdot L)/E) \cdot (A_I - A_c)/(A_I \cdot A_c)$ lt. 9.Gleichung *Tabelle 14*

Stabnummer	$F_i/H=$	$\frac{F \cdot U \cdot L}{A \cdot E} = \left[\frac{mm}{N} \right]$	$A_c =$ [mm ²]	$\frac{F \cdot U \cdot L}{E} \cdot \left(\frac{A_I - A_c}{A_I \cdot A_c} \right) = \left[\frac{mm}{N} \right]$
1: $F_1/H =$	0.344	0.00000001		
2: $F_2/H =$	0.523	0.00000003		
3: $F_3/H =$	0.358	0.00000004		
4: $F_4/H =$	-0.769	0.00000022	292667	0.00000011
5: $F_5/H =$	-0.312	0.00000003		
6: $F_6/H =$	-0.400	0.00000006	292667	0.00000003
7: $F_7/H =$	0.156	0.00000000		
8: $F_8/H =$	-0.718	0.00000020	292667	0.00000010
9: $F_9/H =$	0.133	0.00000000		
10: $F_{10}/H =$	0.312	0.00000003		
11: $F_{11}/H =$	-0.349	0.00000005	292667	0.00000002
12: $F_{12}/H =$	-0.156	0.00000000		
Summenbildung:		$\sum \frac{F \cdot U \cdot L}{A \cdot E} = \left[\frac{mm}{N} \right]$		$\sum \frac{F \cdot U \cdot L}{E} \left(\frac{A_I - A_c}{A_I \cdot A_c} \right) =$
Ergebnis:		= 0.0000068		= 0.0000027

H – horizontale Last [kN]

F, U – Kräfte Prinzip virtuelle Verschiebungen

L – Stablänge [mm]

E – Elastizitäts-Modul [N/mm²]

A_I – Strebenfläche $H/H_c=0$

A_c – reduzierte Strebenfläche A_I aufgrund der Schädigung

Die Horizontalverschiebung u besteht aus zwei Anteilen. Während der erste Anteil für die Abbildung der linear elastischen Verschiebung des Fachwerksystems zuständig ist, berücksichtigt der zweite Anteil die Verschiebung aufgrund der auftretenden Schädigung in der Ausfachung.

Das gesamte Berechnungsblatt dieses Beispiels ist am Ende der Arbeit im *Anhang A1* und *Anhang A2* einzusehen. Ein Datensatz der analytischen Untersuchung beinhaltet Eingabe- und Ausgabewerte dieses Beispiels. Insgesamt besteht die Untersuchung aus 2592 Datensätzen dieser Art, wobei ein Auszug der ersten 44 Datensätze im *Anhang A3* zu sehen ist.

Die analytische Untersuchung unter Anwendung der Methode von **Stafford und Carter** stellt in dieser Arbeit die notwendige Datenbank mit 2592 Datensätzen zur Verfügung, welche für die Untersuchung dieser ingenieurmäßigen Aufgabestellung unter Einsatz von Künstlichen Neuronalen Netzwerken benötigt werden. Im nächsten Unterkapitel ist eine Auswertung der Ergebnisse dieser Untersuchung zu finden.

5.3 Ergebnisse

Der folgende Abschnitt stellt die Schlussfolgerungen der analytischen Untersuchung der 2592 Datensätze dar. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt jeweils für ein einziges System aus *Abbildung 64*, um einen Vergleich zwischen den neun statischen Systemen zu ermöglichen. Daraus folgt, dass bei der Betrachtung eines Systems immer eine Anzahl von 288 aus 2592 Datensätze herangezogen wurden.

Als erstes werden die zwei Ausgangswerte der Untersuchung gegenübergestellt. Die Beziehung der Horizontalkraft H zur Horizontalverschiebung u wird in Abhängigkeit von dem Seitenverhältnis des Systems in einem Diagramm dargestellt, wobei links vom Diagramm immer das betreffende statische System angeführt ist.

In weiterer Folge werden eine Reihe von Diagrammen präsentiert, die den Einfluss einiger Eingangswerte auf die Horizontalkraft H und die Horizontalverschiebung u zur Vorschau bringen. Dabei werden als Eingangswerte die Betongüte, die Ausführungsstärke der Stahlbetonrahmen und die Art des Ausfachungsmauerwerkes herangezogen. Im Diagramm befinden sich die Ausgangswerte auf der horizontalen Achse.

5.3.1 Beziehung der Horizontalkraft H zur Horizontalverschiebung u

In der *Abbildung 72* bis *Abbildung 74* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Horizontalverschiebung u für Systeme mit einem Feld in Abhängigkeit von dem Seitenverhältnis $h:l$ (1:1, 1:1.5, 1:2 und 1:2.5) dargestellt.

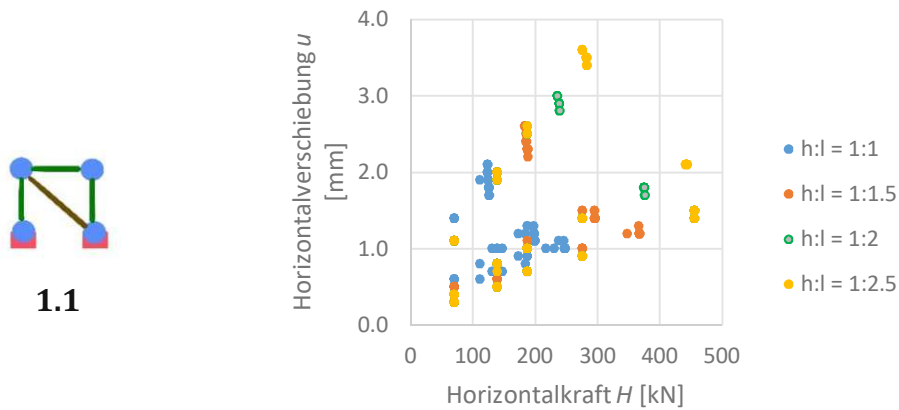


Abb. 72: Statisches System 1.1 – Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u

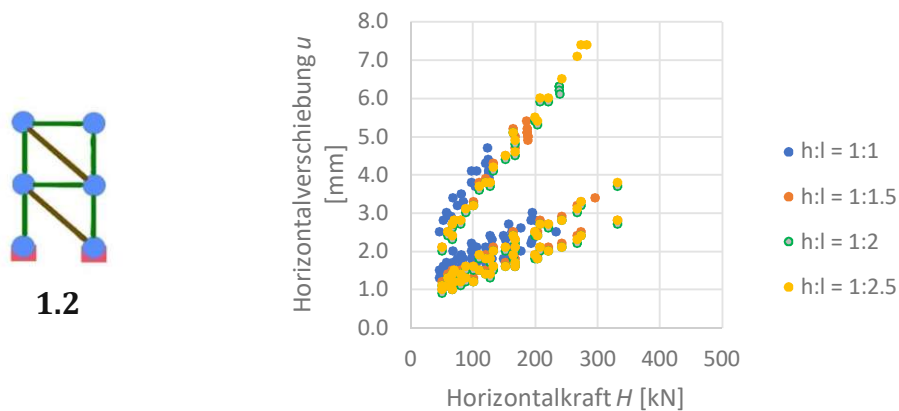


Abb. 73: Statisches System 1.2 - Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u

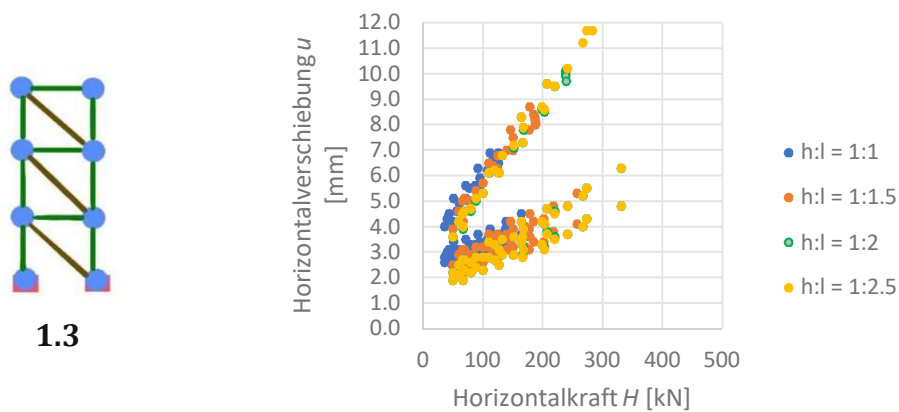
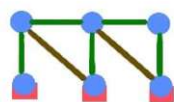


Abb. 74: Statisches System 1.3 - Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u

In der *Abbildung 75 bis Abbildung 77* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Horizontalverschiebung u für Systeme mit zwei Felder in Abhängigkeit von dem Seitenverhältnis $h:l$ (1:1, 1:1.5, 1:2 und 1:2.5) dargestellt.



2.1

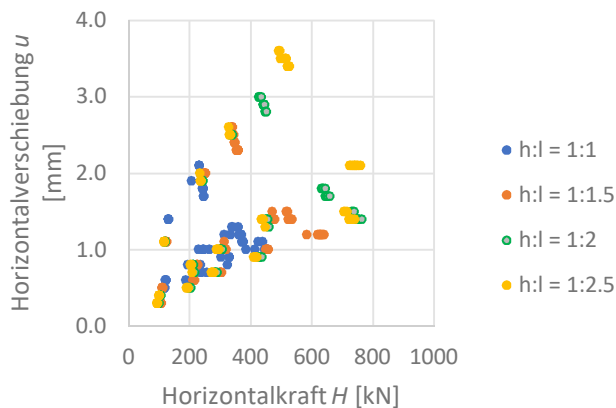
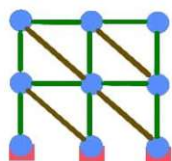


Abb. 75: Statisches System 2.1 - Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u



2.2

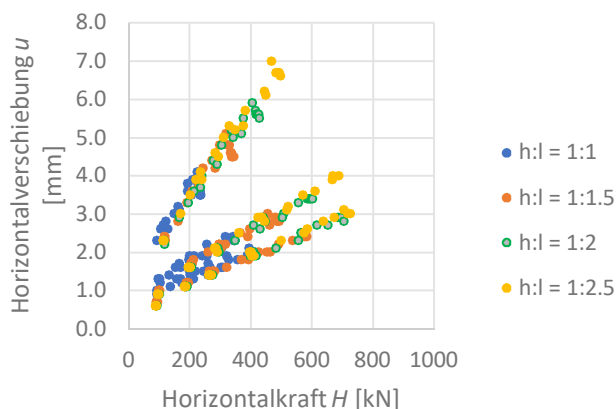
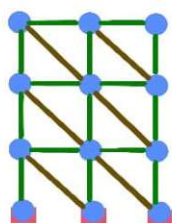


Abb. 76: Statisches System 2.2 - Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u



2.3

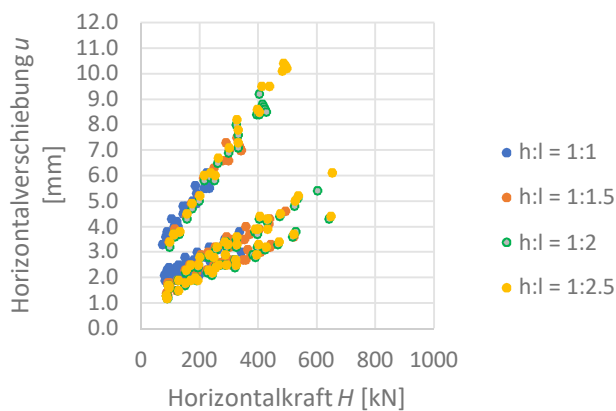


Abb. 77: Statisches System 2.3 - Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u

In der *Abbildung 78 bis Abbildung 80* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Horizontalverschiebung u für Systeme mit drei Felder in Abhängigkeit von dem Seitenverhältnis $h:l$ (1:1, 1:1.5, 1:2 und 1:2.5) dargestellt.

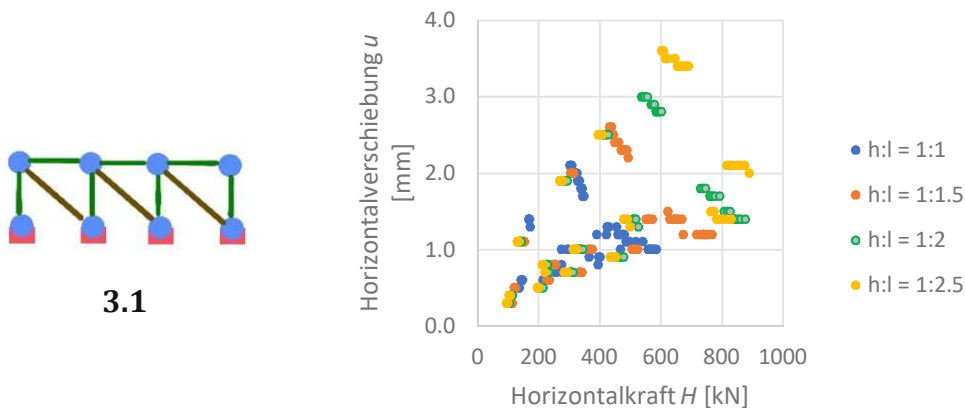


Abb. 78: Statisches System 3.1 - Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u

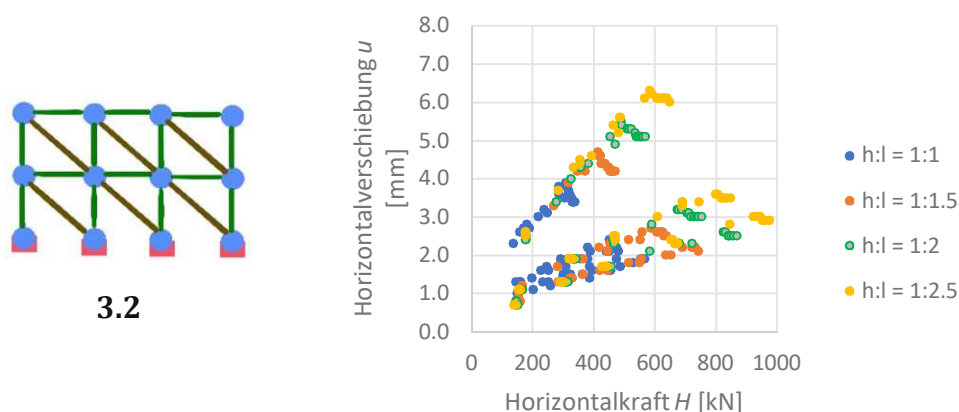


Abb. 79: Statisches System 3.2 - Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u

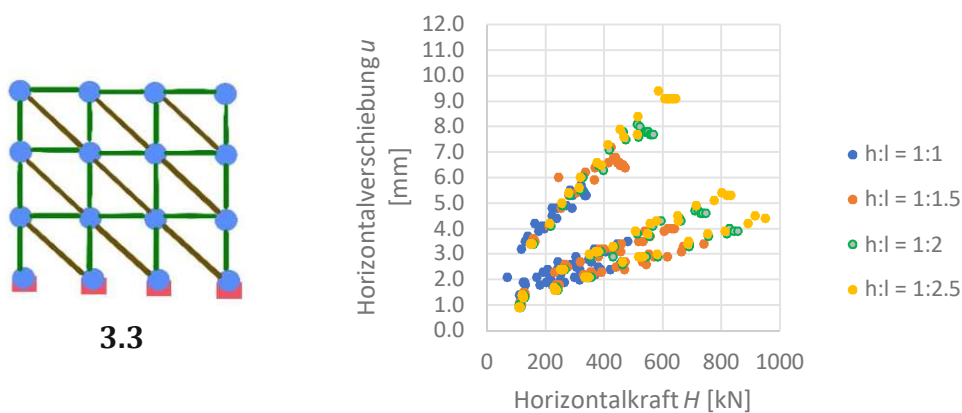


Abb. 80: Statisches System 3.3 - Beziehung Horizontalkraft H - Horizontalverschiebung u

5.3.2 Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 81* bis *Abbildung 83* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Betongüte der Stahlbetonrahmen (Druckfestigkeit C20/25, C25/30, C30/37 und C40/50) für Systeme mit einem Feld dargestellt.

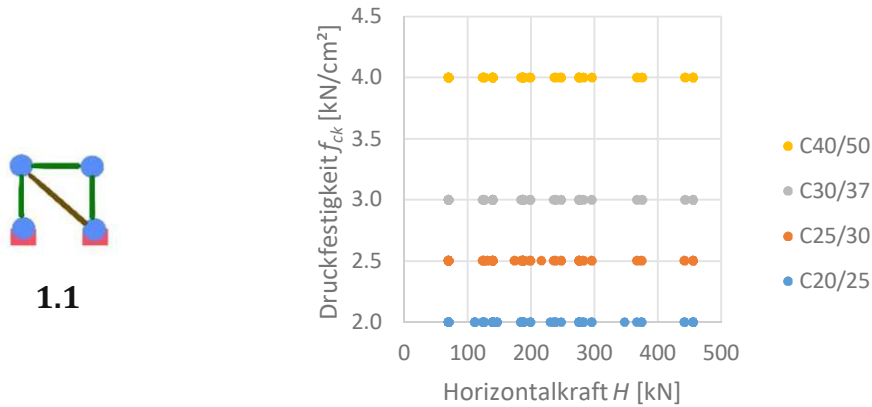


Abb. 81: Statisches System 1.1 – Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H

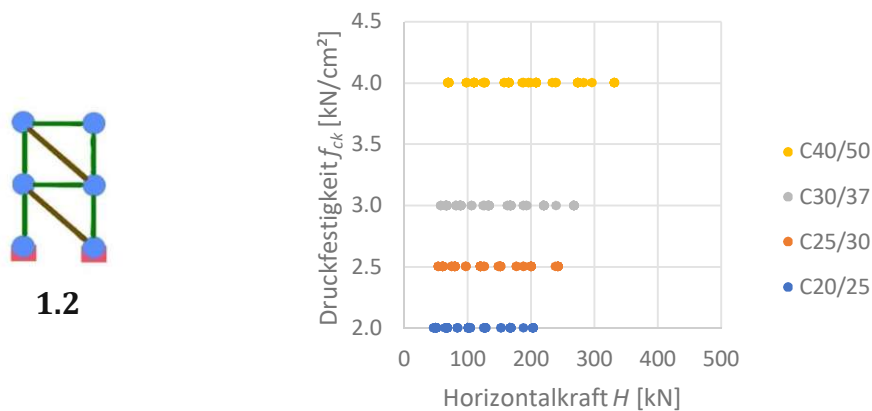


Abb. 82: Statisches System 1.2 - Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H

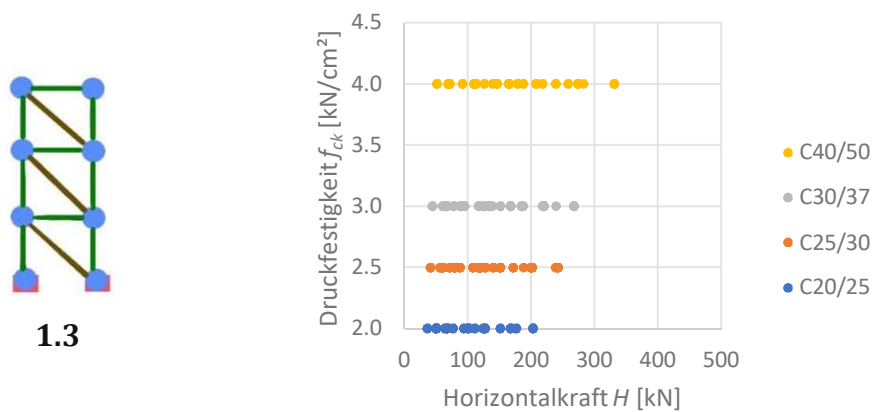
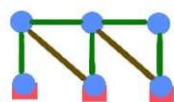


Abb. 83: Statisches System 1.3 - Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 84* bis *Abbildung 86* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Betongüte der Stahlbetonrahmen (Druckfestigkeit C20/25, C25/30, C30/37 und C40/50) für Systeme mit zwei Felder dargestellt.



2.1

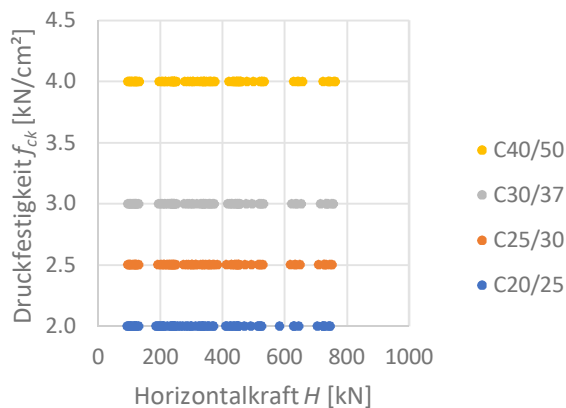
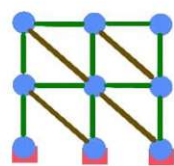


Abb. 84: Statisches System 2.1 - Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H



2.2

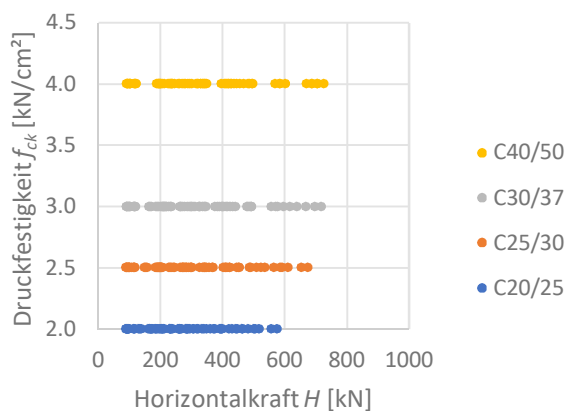
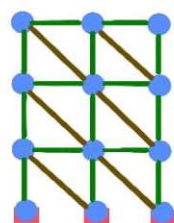


Abb. 85: Statisches System 2.2 - Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H



2.3

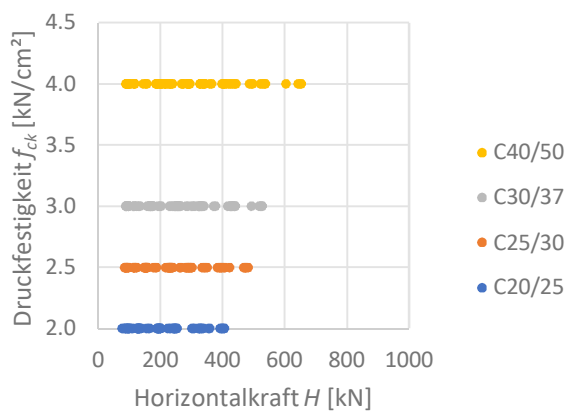


Abb. 86: Statisches System 2.3 - Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 87 bis Abbildung 89* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Betongüte der Stahlbetonrahmen (Druckfestigkeit C20/25, C25/30, C30/37 und C40/50) für Systeme mit drei Felder dargestellt.

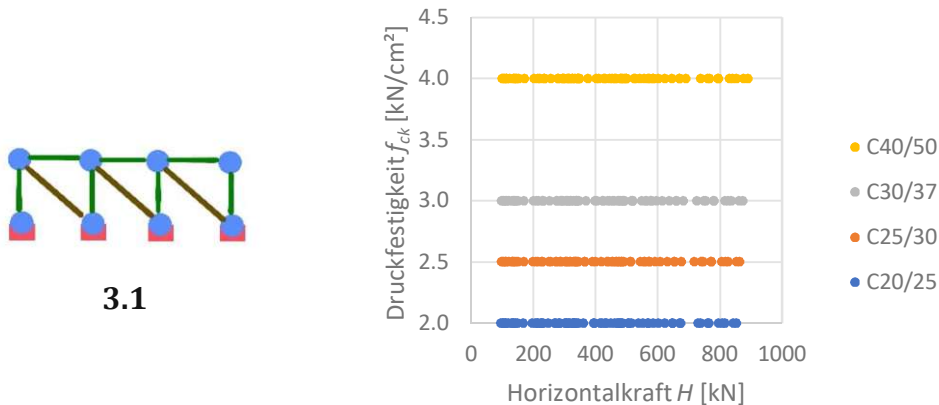


Abb. 87: Statisches System 3.1 - Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H

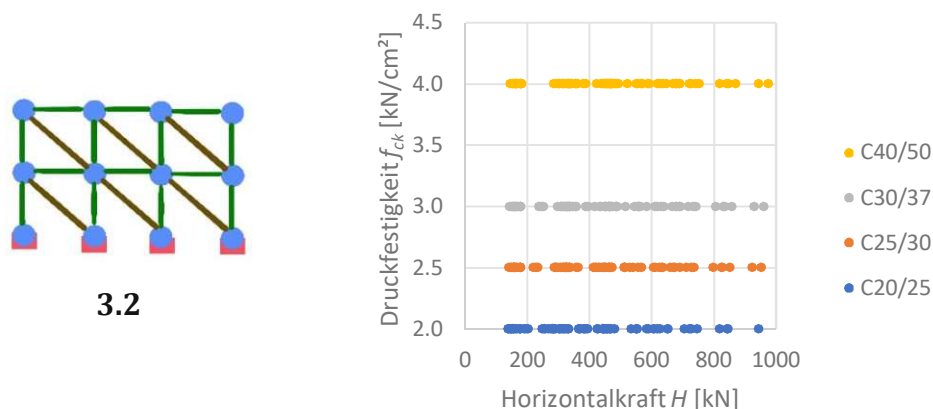


Abb. 88: Statisches System 3.2 - Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H

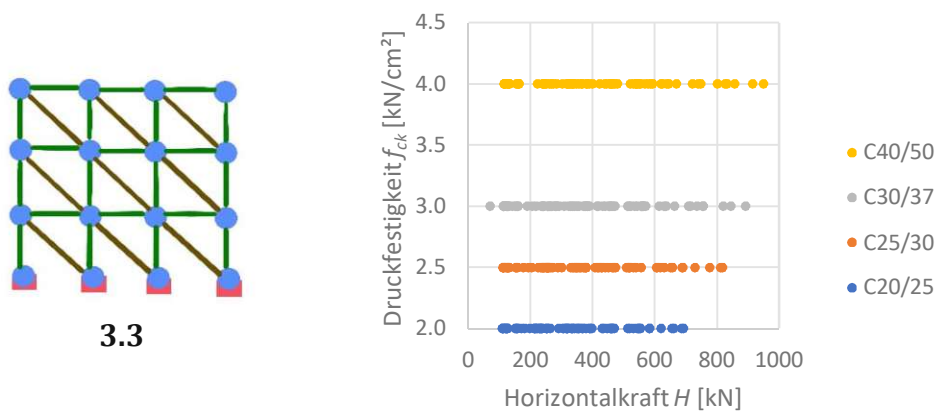


Abb. 89: Statisches System 3.3 - Einfluss der Betongüte auf die Horizontalkraft H

5.3.3 Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 90* bis *Abbildung 92* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Stärke der Stahlbetonrahmen (Stielquerschnitt bei Ausführung 1 bis 6, mit zunehmendem Querschnitt) für Systeme mit einem Feld dargestellt.

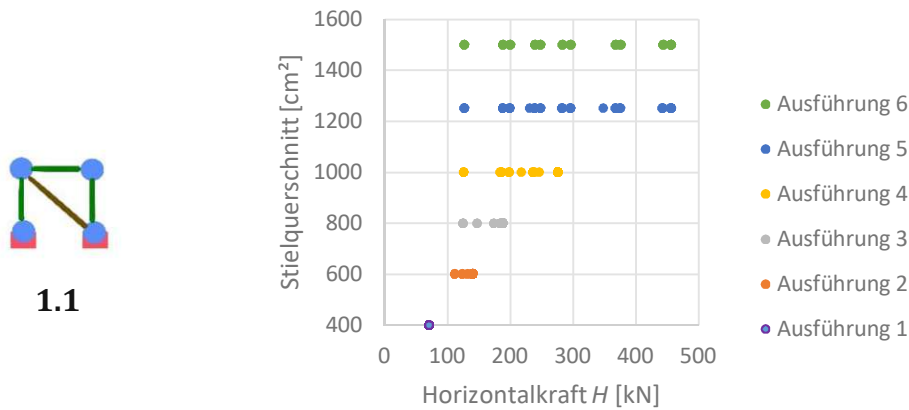


Abb. 90: Statisches System 1.1 – Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H

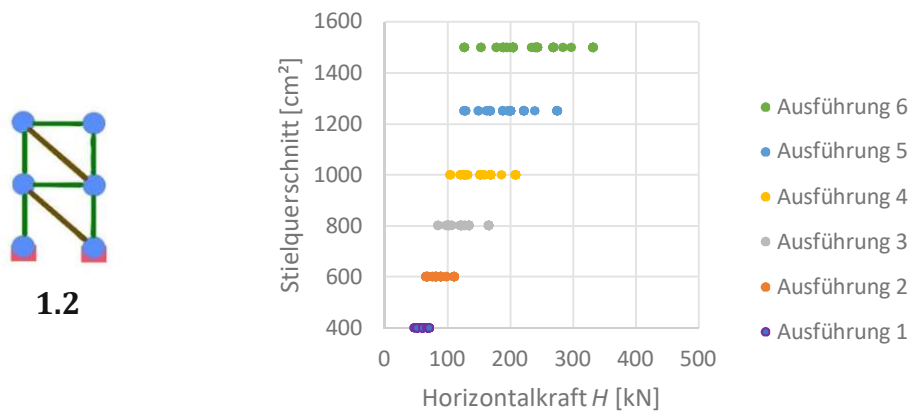


Abb. 91: Statisches System 1.2 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H

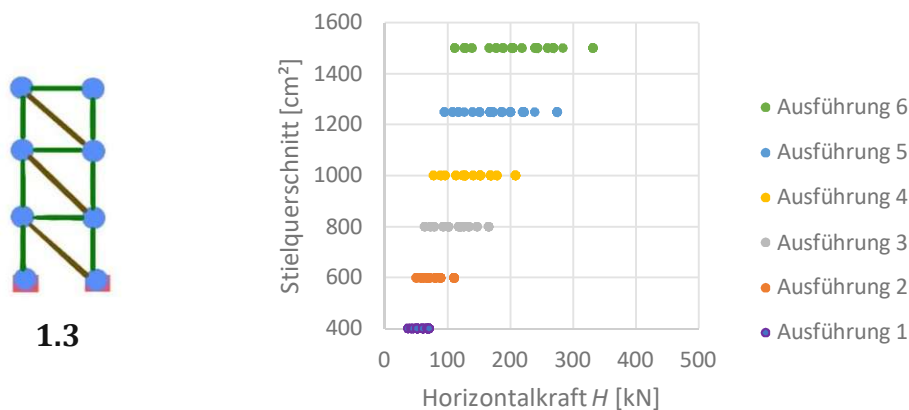
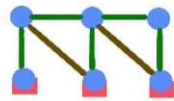


Abb. 92: Statisches System 1.3 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 93 bis Abbildung 95* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Stärke der Stahlbetonrahmen (Stielquerschnitt bei Ausführung 1 bis 6, mit zunehmendem Querschnitt) für Systeme mit zwei Felder dargestellt.



2.1

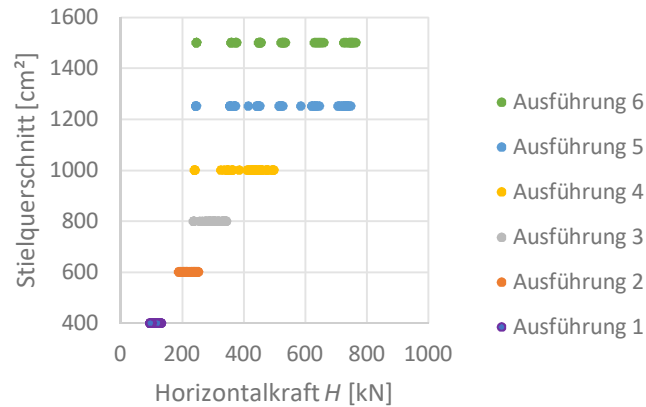
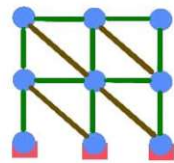


Abb. 93: Statisches System 2.1 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H



2.2

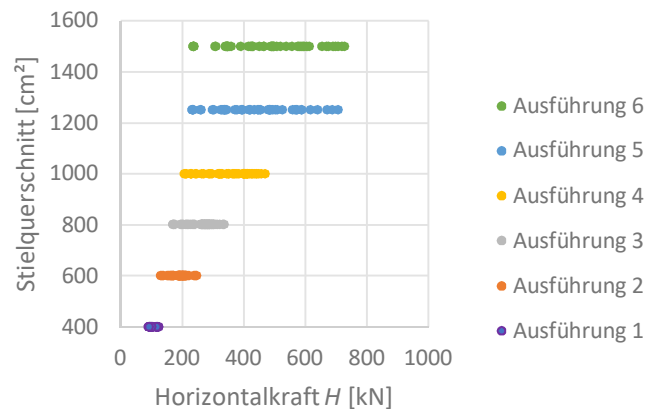
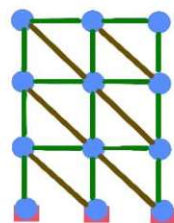


Abb. 94: Statisches System 2.2 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H



2.3

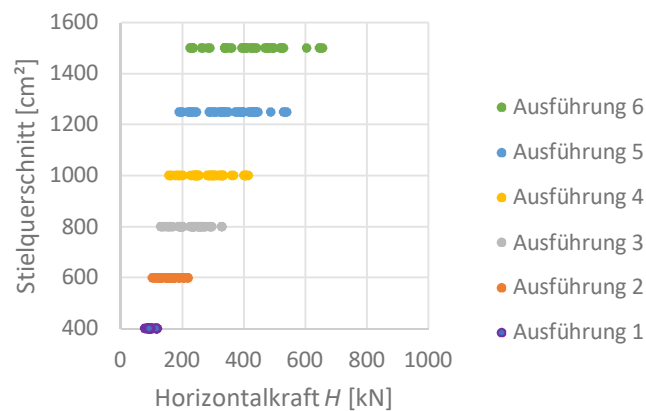


Abb. 95: Statisches System 2.3 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 96 bis Abbildung 98* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Stärke der Stahlbetonrahmen (Stielquerschnitt bei Ausführung 1 bis 6, mit zunehmendem Querschnitt) für Systeme mit drei Felder dargestellt.

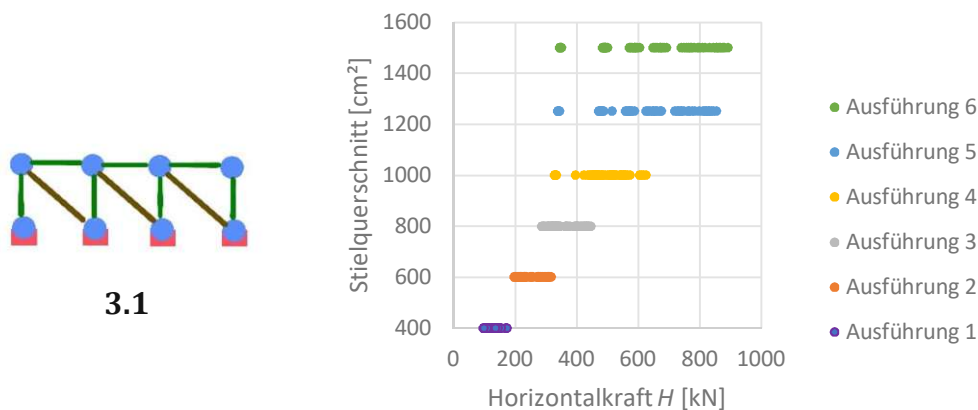


Abb. 96: Statisches System 3.1 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H

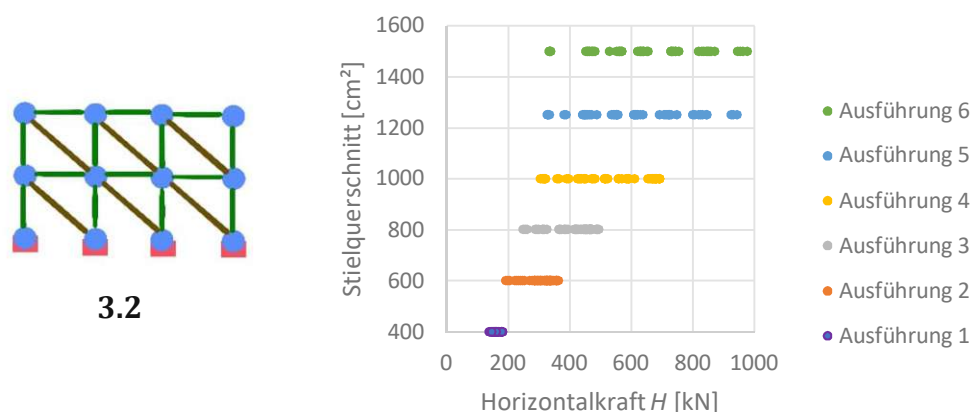


Abb. 97: Statisches System 3.2 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H

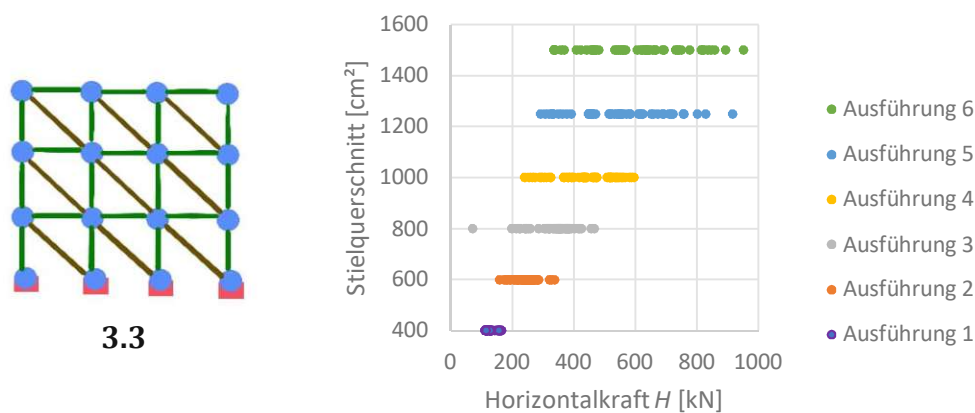
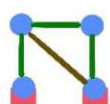


Abb. 98: Statisches System 3.3 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalkraft H

5.3.4 Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u

In der *Abbildung 99* bis *Abbildung 101* ist die Beziehung zwischen der Horizontalverschiebung u und der Stärke der Stahlbetonrahmen (Stielquerschnitt bei Ausführung 1 bis 6, mit zunehmendem Querschnitt) für Systeme mit einem Feld dargestellt.



1.1

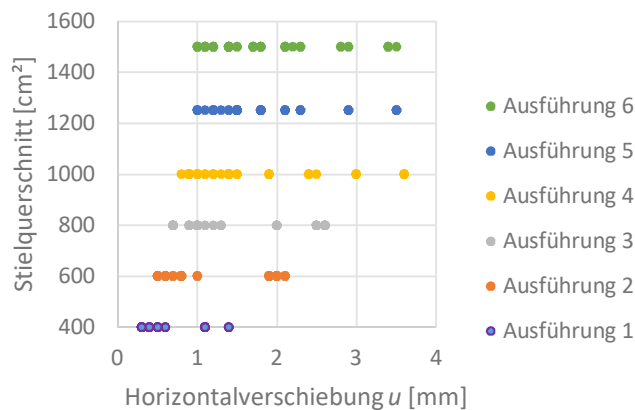
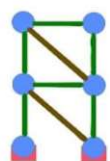


Abb. 99: Stat. System 1.1–Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u



1.2

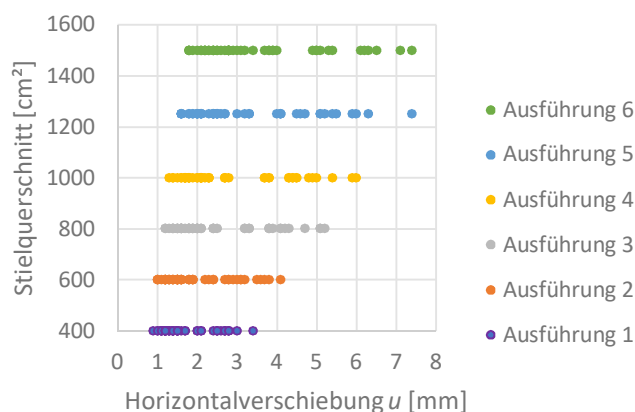
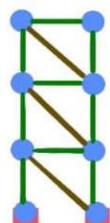


Abb. 100: Stat. System 1.2 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u



1.3

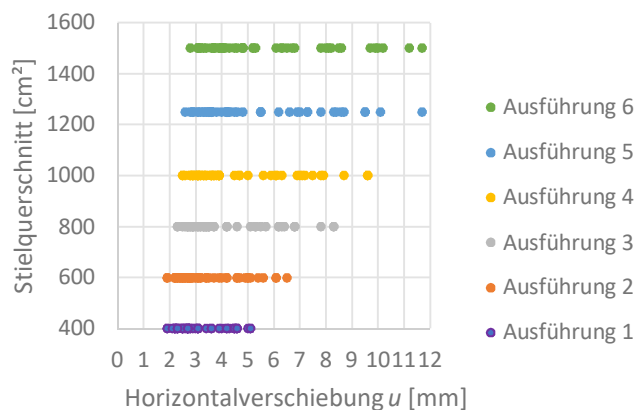
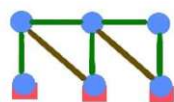


Abb. 101: Stat. System 1.3 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u

In der *Abbildung 102* bis *Abbildung 104* ist die Beziehung zwischen der Horizontalverschiebung u und der Stärke der Stahlbetonrahmen (Stielquerschnitt bei Ausführung 1 bis 6, mit zunehmendem Querschnitt) für Systeme mit zwei Felder dargestellt.



2.1

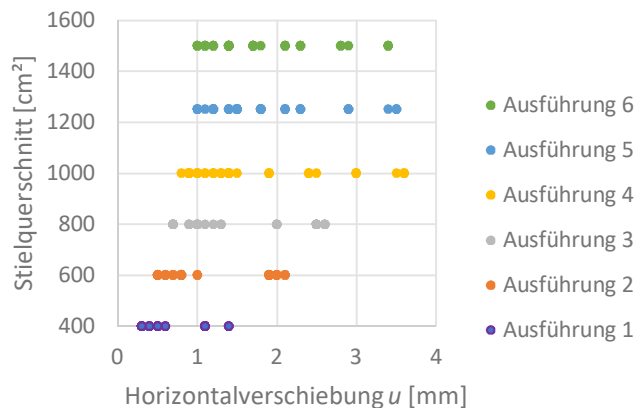
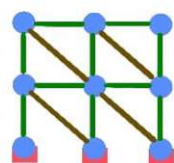


Abb. 102: Stat. System 2.1 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u



2.2

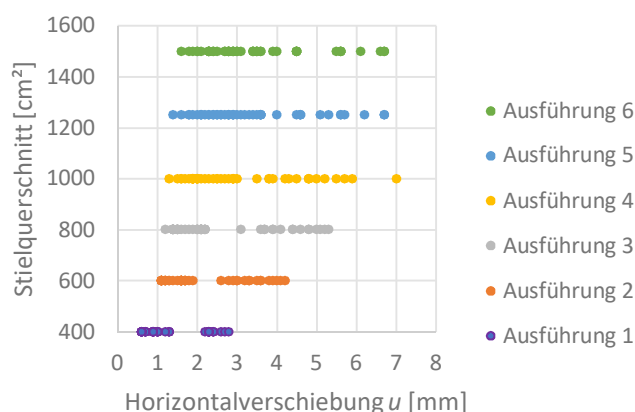
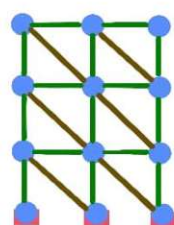


Abb. 103: Stat. System 2.2 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u



2.3

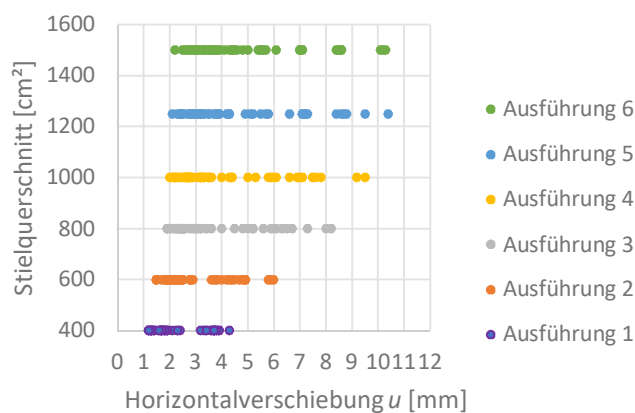
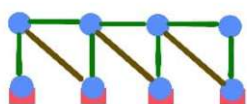


Abb. 104: Stat. System 2.3 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u

In der *Abbildung 105 bis Abbildung 107* ist die Beziehung zwischen der Horizontalverschiebung u und der Stärke der Stahlbetonrahmen (Stielquerschnitt bei Ausführung 1 bis 6, mit zunehmendem Querschnitt) für Systeme mit drei Felder dargestellt.



3.1

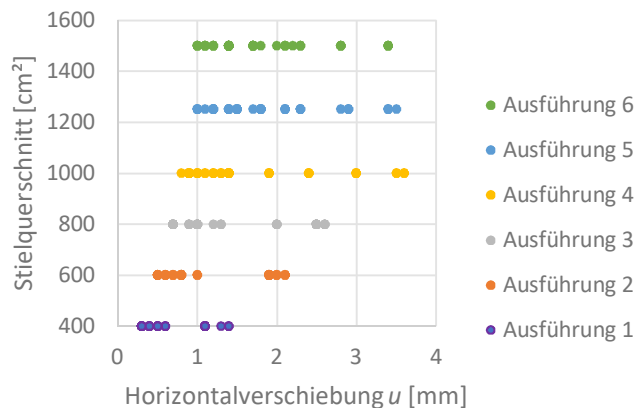
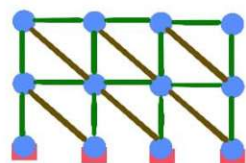


Abb. 105: Stat. System 3.1 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u



3.2

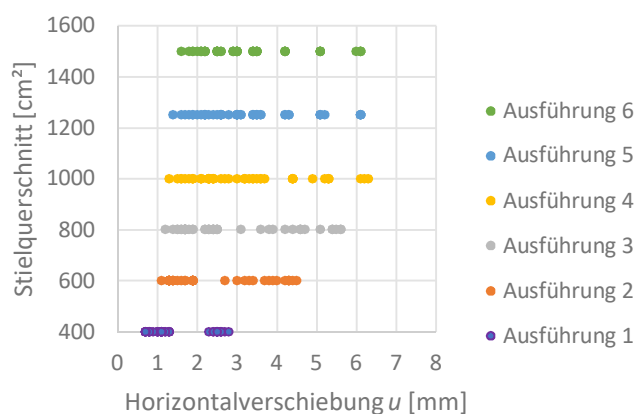
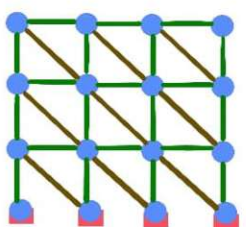


Abb. 106: Stat. System 3.2 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u



3.3

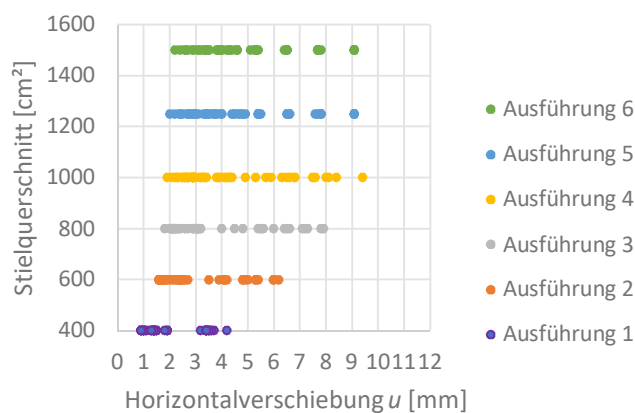


Abb. 107: Stat. System 3.3 - Einfluss der Rahmenstärke auf die Horizontalverschiebung u

5.3.5 Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 108* bis *Abbildung 110* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Art des Ausfachungsmauerwerkes (Druckfestigkeit Ytong PV4-0.60, Porotherm 25-38 und Porotherm 25-38 Objekt) für Systeme mit einem Feld dargestellt.

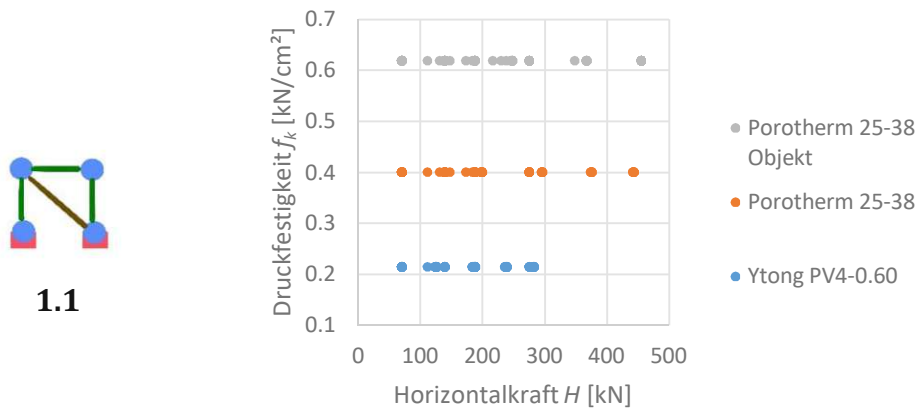


Abb. 108: Stat. System 1.1–Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H

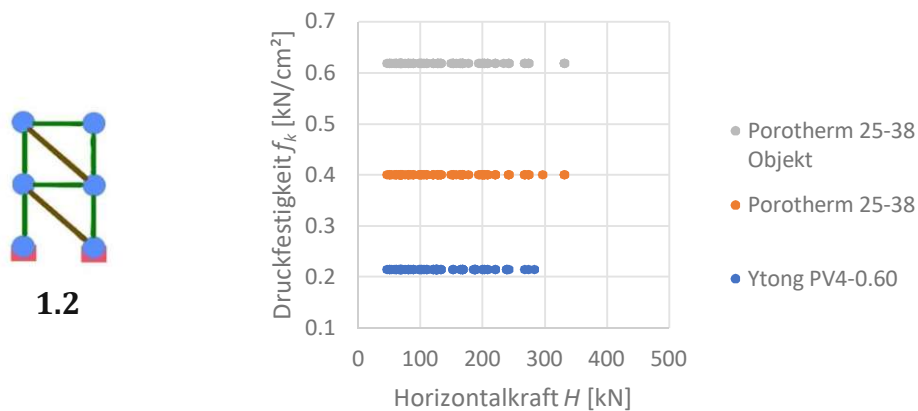


Abb. 109: Stat. System 1.2–Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H

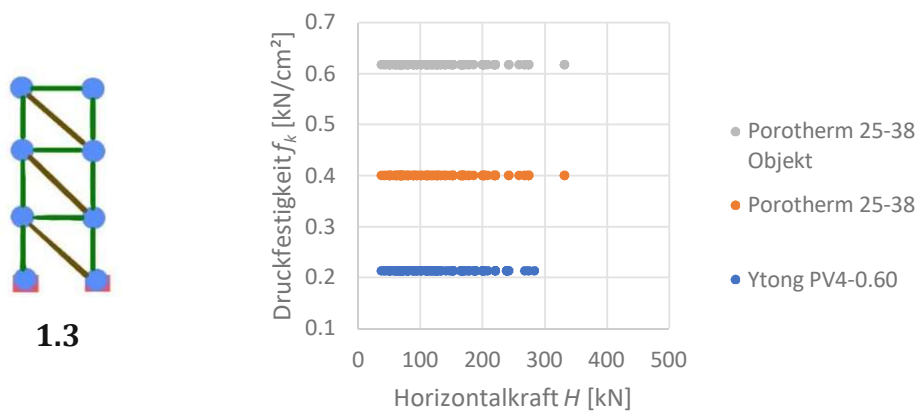
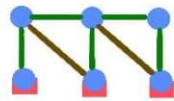


Abb. 110: Stat. System 1.3–Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 111* bis *Abbildung 113* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Art des Ausfachungsmauerwerkes (Druckfestigkeit Ytong PV4-0.60, Porotherm 25-38 und Porotherm 25-38 Objekt) für Systeme mit zwei Felder dargestellt.



2.1

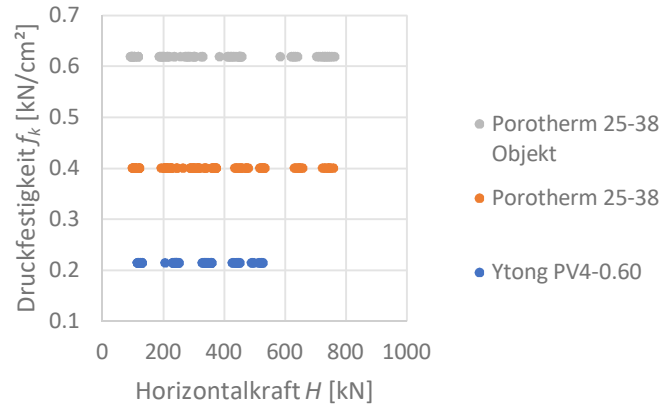
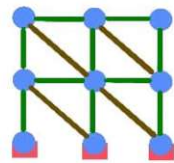


Abb. 111: Stat. System 2.1-Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H



2.2

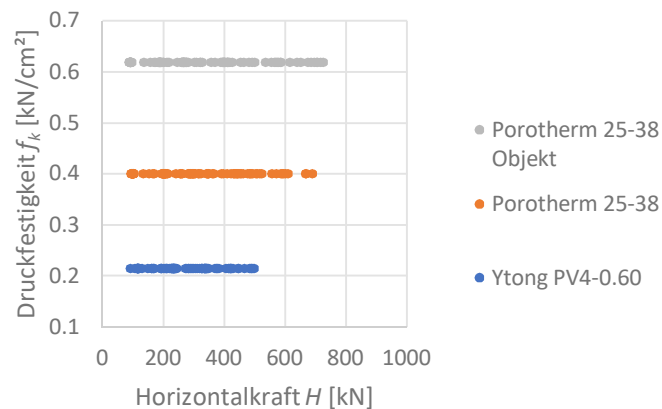
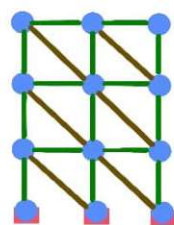


Abb. 112: Stat. System 2.2-Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H



2.3

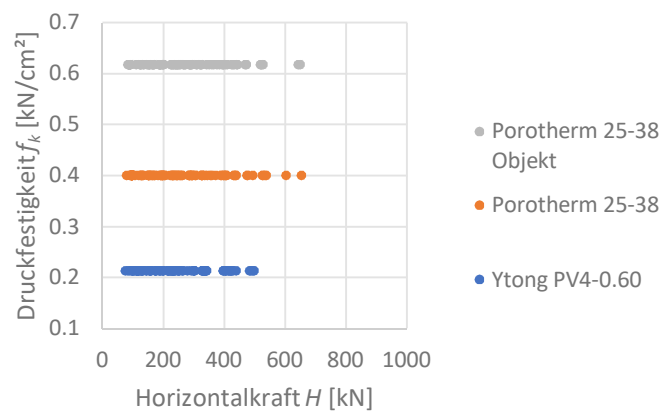


Abb. 113: Stat. System 2.3-Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H

In der *Abbildung 114* bis *Abbildung 116* ist die Beziehung zwischen der Horizontalkraft H und der Art des Ausfachungsmauerwerkes (Druckfestigkeit Ytong PV4-0.60, Porotherm 25-38 und Porotherm 25-38 Objekt) für Systeme mit drei Felder dargestellt.

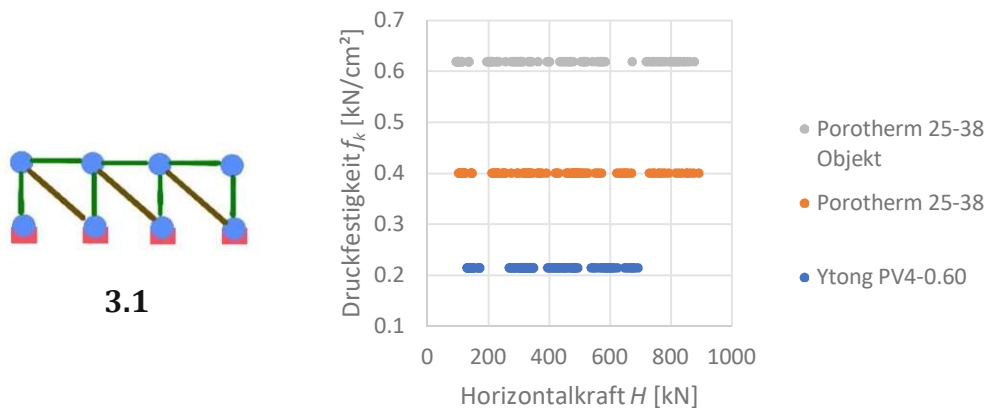


Abb. 114: Stat. System 3.1-Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H

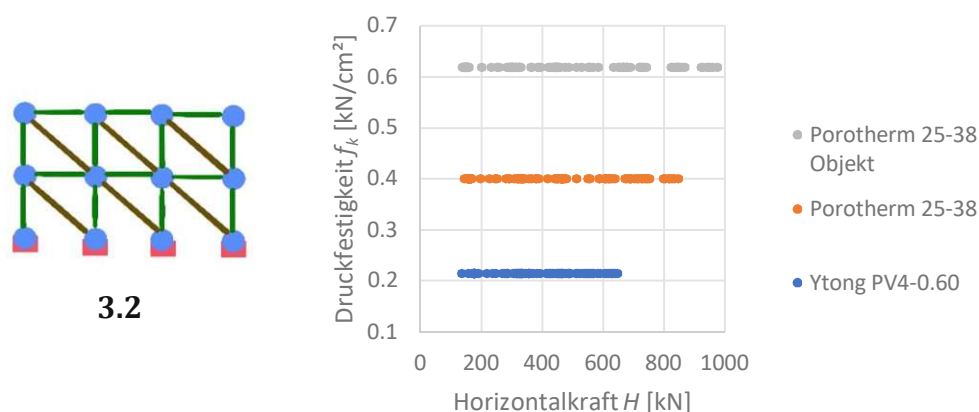


Abb. 115: Stat. System 3.2-Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H

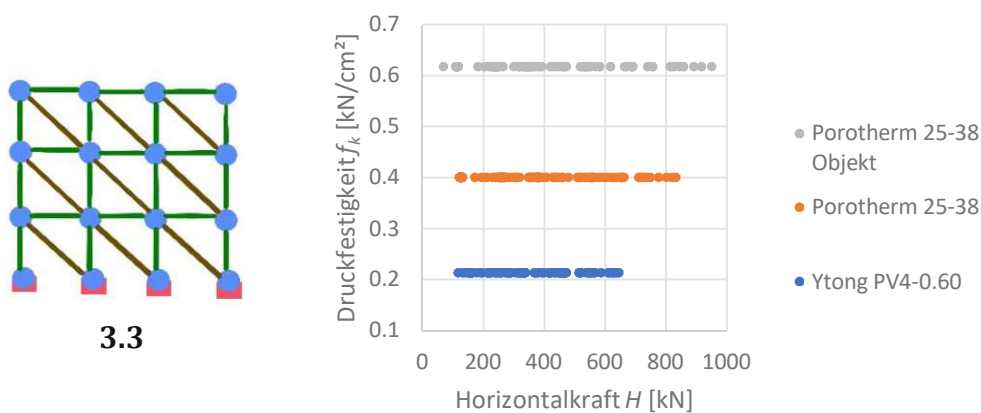


Abb. 116: Stat. System 3.3-Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalkraft H

5.3.6 Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Horizontalverschiebung u

In der *Abbildung 117* bis *Abbildung 119* ist die Beziehung zwischen der Horizontalverschiebung u und der Art des Ausfachungsmauerwerkes (E -Modul Ytong PV4-0.60, Porotherm 25-38 und Porotherm 25-38 Objekt) für Systeme mit einem Feld dargestellt.

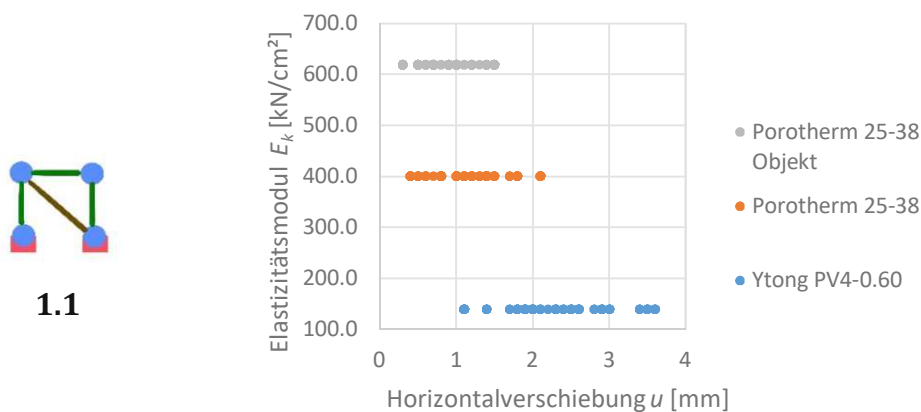


Abb. 117: Stat. System 1.1 – Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u

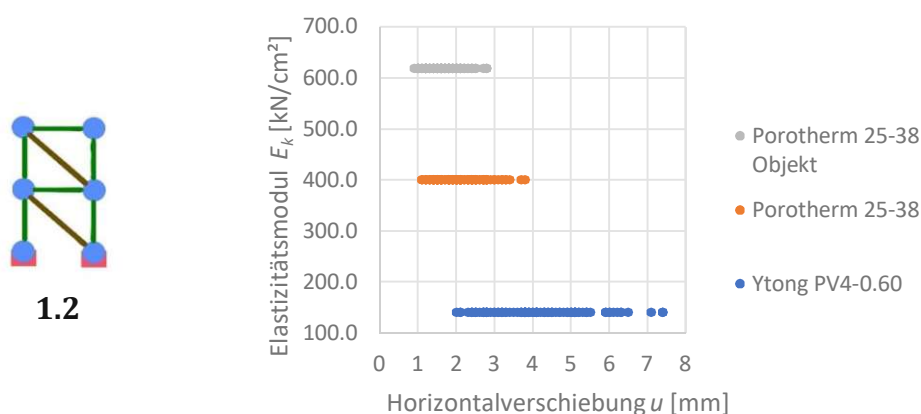


Abb. 118: Stat. System 1.2 - Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u

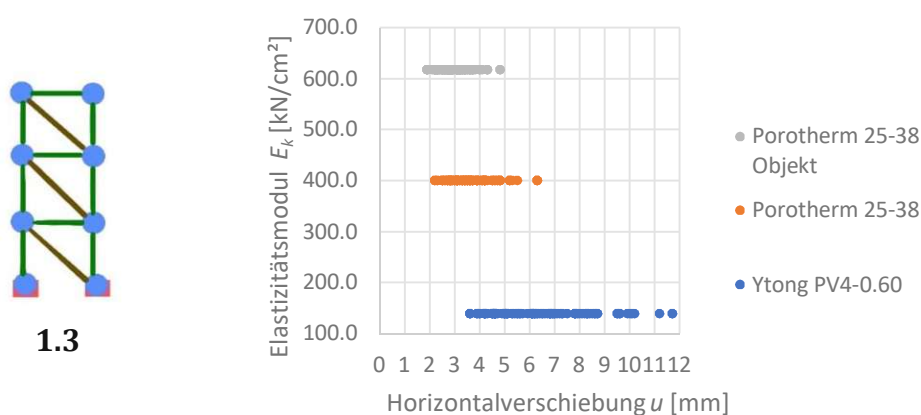
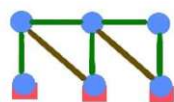


Abb. 119: Stat. System 1.3 - Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u

In der *Abbildung 120* bis *Abbildung 122* ist die Beziehung zwischen der Horizontalverschiebung u und der Art des Ausfachungsmauerwerkes (E -Modul Ytong PV4-0.60, Porotherm 25-38 und Porotherm 25-38 Objekt) für Systeme mit zwei Felder dargestellt.



2.1

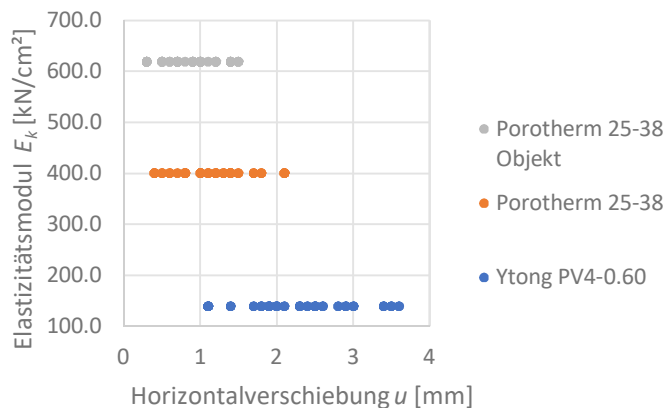
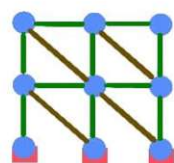


Abb. 120: Stat. System 2.1 - Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u



2.2

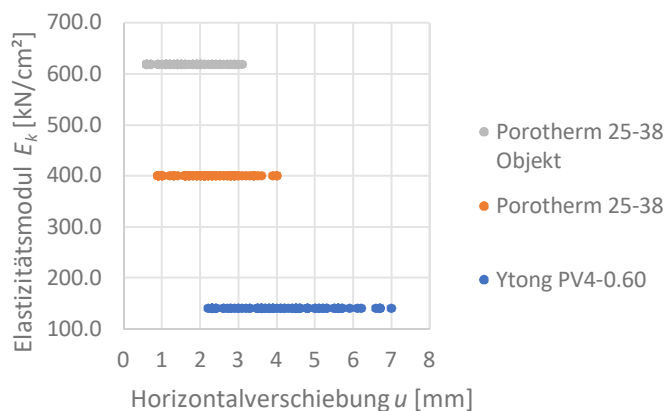
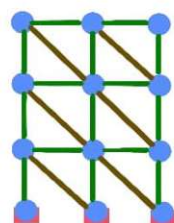


Abb. 121: Stat. System 2.2 - Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u



2.3

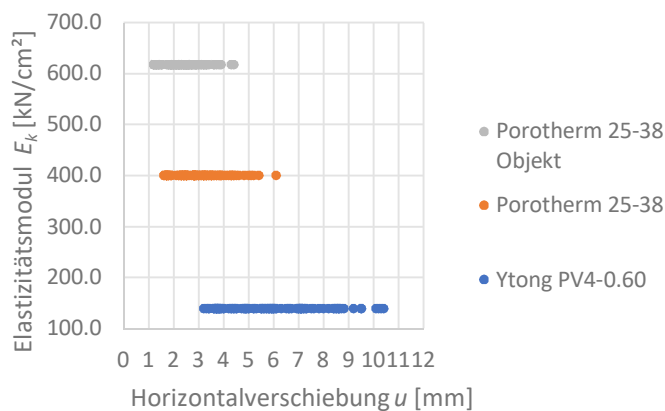
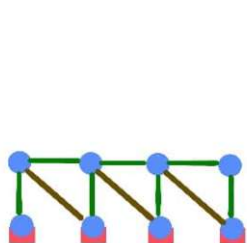


Abb. 122: Stat. System 2.3 - Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u

In der *Abbildung 123* bis *Abbildung 125* ist die Beziehung zwischen der Horizontalverschiebung u und der Art des Ausfachungsmauerwerkes (E -Modul Ytong PV4-0.60, Porotherm 25-38 und Porotherm 25-38 Objekt) für Systeme mit drei Felder dargestellt.



3.1

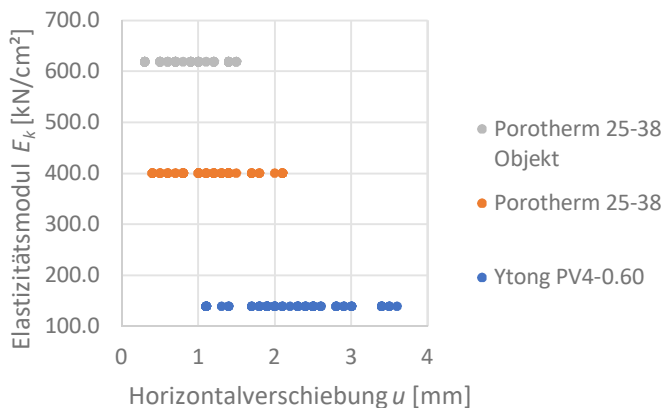
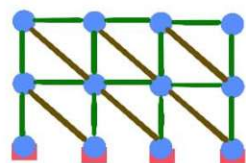


Abb. 123: Stat. System 3.1 - Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u



3.2

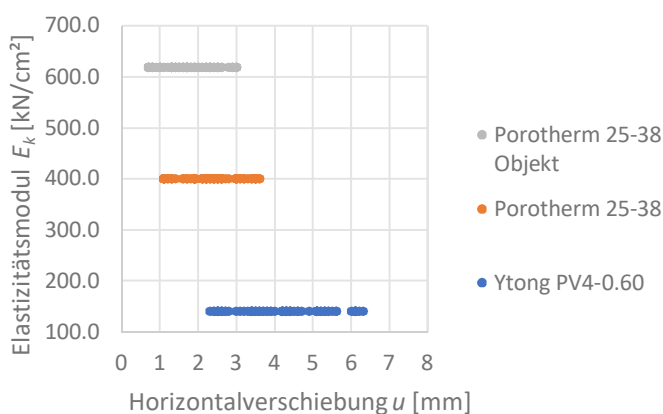
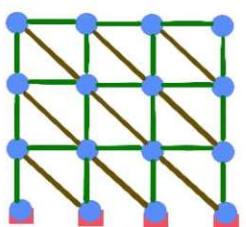


Abb. 124: Stat. System 3.2 - Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u



3.3

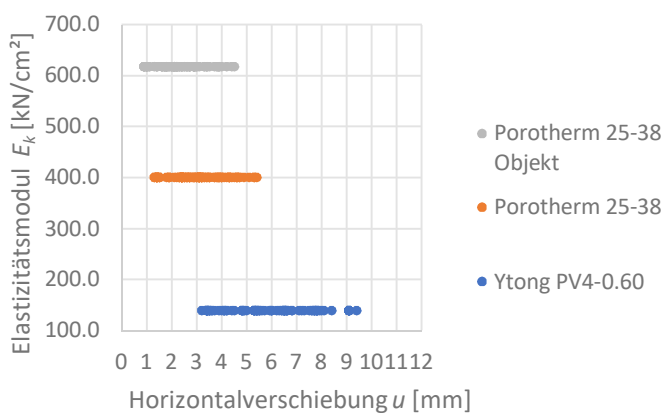


Abb. 125: Stat. System 3.3 - Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf die Verschiebung u

In der *Abbildung 72* bis *Abbildung 80* sind mehrere lineare Beziehungen zwischen der Horizontalkraft H und Horizontalverschiebung u erkennbar.

Aus *Abbildung 81* bis *Abbildung 89* kann herausgelesen werden, dass die Betongüte der Stahlbetonrahmen einen nicht allzu großen Einfluss auf die Horizontalkraft H hat.

Die Tatsache, dass die Stärke bzw. die Ausführung der Stahlbetonrahmen einen wesentlichen Einfluss auf die Horizontalkraft H hat, ist in der *Abbildung 90* bis *Abbildung 98* zu sehen. Da die stärkeren Stahlbetonrahmensysteme eine höhere Tragfähigkeit aufweisen, erfahren diese Systeme im Allgemeinen auch eine hohe Horizontalverschiebung u . Diese Entwicklung ist in der *Abbildung 99* bis *Abbildung 107* ersichtlich.

In der *Abbildung 108* bis *Abbildung 116* ist erkennbar, dass die Art des Ausfachungsmauerwerkes auch einen Einfluss auf die Horizontalkraft H hat.

Abschließend ist zu erwähnen, dass lt. *Abbildung 117* bis *Abbildung 125* die Horizontalverschiebung u der Systeme in einem hohen Ausmaß von der Art des Ausfachungsmauerwerkes abhängt.

6 Untersuchung unter Einsatz von künstlichen neuronalen Netzwerken

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Künstliches Neuronales Netzwerk für die Untersuchung des Tragverhaltens von ausgemauerten Stahlbetonrahmen als Berechnungsinstrument verwendet. Dabei wurde die Eignung dieses Instrumentes geprüft. Die benötigten Datensätze für die Analyse unter Einsatz von KNN wurden durch die Durchführung einer analytischen Untersuchung gewonnen. Die Einzelheiten der Datengenerierung wurden im vorherigen Kapitel erläutert. In *Tabelle 22* und *Tabelle 23* ist ein Auszug aus der Datenbank zu finden.

Tab. 22: Vorschau der 2592 Datensätze – Teil 1

Sp.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nr.	Felder	Geschoß.	Seit.verh	$A_{c,Stiel}$	$A_{s,Stiel}$	$A_{c,Riegel}$	$A_{s,Riegel}$	A_{sw}	$f_{ck,Beton}$
	[nr.]	[nr.]	[dim.los]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[kN/cm ²]
1	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2
2	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2
3	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2
4	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2.5
...

Tab. 23: Vorschau der 2592 Datensätze – Teil 2

Sp.	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Nr.	$E_{k,Beton}$	$f_{ctk,Beton}$	$f_{bk,Beton}$	$f_{k,Ausf.}$	$E_{k,Ausf.}$	$f_{vk,Ausf.}$	$f_{tk,Ausf.}$	H	u
	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[kN]	[mm]
1	2884.8	0.15	0.338	0.214	139.1	0.015	0.019	70.4	1.4
2	2884.8	0.15	0.338	0.400	400.0	0.024	0.019	70.4	0.6
3	2884.8	0.15	0.338	0.618	618.0	0.030	0.024	70.4	0.5
4	3047.2	0.18	0.405	0.214	139.1	0.015	0.019	70.4	1.4
...

Die Datenbank wurde in Form einer Matrix (Dimension: 2592, 18) erfasst, wobei die ersten 16 Spalten die Eingangsparameter und die letzten 2 Spalten die Ausgangsparameter der Untersuchung darstellen. Bei den Spalten 1 bis 3 geht es um die Systemparameter:

- *Feldanzahl*
- *Geschoßanzahl*
- *Seitenverhältnis des Rahmens*

Die Spalten 4 bis 8 beinhalten folgende Abmessungen und Bewehrungswerte der Stahlbetonbauteile:

- $A_{c,Stiel}$ – Fläche des Stielquerschnittes
- $A_{s,Stiel}$ – Fläche der Stielbewehrung
- $A_{c,Riegel}$ – Fläche des Riegelquerschnittes
- $A_{s,Riegel}$ – Fläche der Riegelbewehrung
- A_{sw} – Fläche der Querkraftbewehrung in Stiele und Riegel

Die Materialkennwerte des Betons:

- $f_{ck,Beton}$ – Druckfestigkeit
- $E_{k,Beton}$ – Elastizitätsmodul
- $f_{ctk,Beton}$ – Zugfestigkeit
- $f_{bk,Beton}$ – Verbundfestigkeit

befinden sich in den Spalten 9 bis 12, während die Materialkennwerte des Ausfachungsmauerwerkes:

- $f_{k,Ausf.}$ – Druckfestigkeit
- $E_{k,Ausf.}$ – Elastizitätsmodul
- $f_{vk,Ausf.}$ – Schubfestigkeit
- $f_{tk,Ausf.}$ – Zugfestigkeit

in den Spalten 13 bis 16 erfasst sind.

Die maximal aufnehmbare Horizontallast H bis zum Versagen einer der Bauteile des Fachwerkssystems und die sich einstellende Horizontalverschiebung u sind die letzten 2 Spalten der Matrix aus der *Tabelle 22* und *Tabelle 23*.

In *Abbildung 126* sind die Korrelationskoeffizienten zwischen den einzelnen Parametern des Problems in einer Matrix zusammengefasst. Folgende Komponenten der Matrix:

$$\begin{pmatrix} x_{4;4} & x_{4;5} & x_{4;6} & x_{4;7} & x_{4;8} \\ x_{5;4} & x_{5;5} & x_{5;6} & x_{5;7} & x_{5;8} \\ x_{6;4} & x_{6;5} & x_{6;6} & x_{6;7} & x_{6;8} \\ x_{7;4} & x_{7;5} & x_{7;6} & x_{7;7} & x_{7;8} \\ x_{8;4} & x_{8;5} & x_{8;6} & x_{8;7} & x_{8;8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 0.99 & 0.98 \\ 1 & 1 & 1 & 0.99 & 0.98 \\ 1 & 1 & 1 & 0.99 & 0.98 \\ 0.99 & 0.99 & 0.99 & 1 & 0.96 \\ 0.98 & 0.98 & 0.98 & 0.96 & 1 \end{pmatrix}$$

aus *Abbildung 126* zeigen, dass die Abmessungen und Bewehrungswerte der Stahlbetonbauteile untereinander linear korrelieren. Dieser Zusammenhang existiert, da die Abmessungen und Bewehrungswerte der Stahlbetonbauteile von der Ausführung der Rahmen (laut *Tabelle 7* gibt es 6 unterschiedliche Ausführungen) abhängig sind. Die Matrix aus *Abbildung 126* weist außerdem folgende Komponente:

$$\begin{pmatrix} x_{9;9} & x_{9;10} & x_{9;11} & x_{9;12} \\ x_{10;9} & x_{10;10} & x_{10;11} & x_{10;12} \\ x_{11;9} & x_{11;10} & x_{11;11} & x_{11;12} \\ x_{12;9} & x_{12;10} & x_{12;11} & x_{12;12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{pmatrix}$$

auf, die den linearen Zusammenhang unter den Materialkennwerten des Betons wiedergeben. Auch die Komponenten der Matrix:

$$\begin{pmatrix} x_{13;13} & x_{13;14} & x_{13;15} & x_{13;16} \\ x_{14;13} & x_{14;14} & x_{14;15} & x_{14;16} \\ x_{15;13} & x_{15;14} & x_{15;15} & x_{15;16} \\ x_{16;13} & x_{16;14} & x_{16;15} & x_{16;16} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 0.99 & 0.89 \\ 1 & 1 & 1 & 0.84 \\ 0.99 & 1 & 1 & 0.80 \\ 0.89 & 0.84 & 0.80 & 1 \end{pmatrix}$$

aus *Abbildung 126*, die die Materialkennwerte des Ausfachungsmauerwert beinhalten, korrelieren untereinander linear.



Abb. 126: Korrelationsmatrix der Parameter

Die Erstellung des künstlichen neuronalen Netzwerks erfolgte mithilfe der Programmiersprache Python. Dabei wurde die Open-Source Plattform Tensorflow mit der Anwendungsprogrammierschnittstelle Keras verwendet. Andere Programmierbibliotheken, die verwendet wurden, sind: NumPy, Pandas, Matplotlib, Seaborn und Scikit-learn. Für die Veranschaulichung des Programmiercodes und der generierten Abbildungen wurde das Programm Jupyter Notebook eingesetzt. Die Erstellung des KNN und die Durchführung des Lernprozesses erfolgte auf einem Laptop mit Intel Core i7-8650U Prozessor und Nvidia GeForce GTX 1060 Grafikkarte. Das Betriebssystem war Windows 10 Pro und Python wurde in Version 3.7 ausgeführt. Außerdem ist anzumerken, dass das Trainieren des KNN mithilfe der Nvidia Bibliotheken CUDA und cuDNN auf den Grafikkarten erfolgen konnte.

Im vierten Kapitel wurde die Funktionsweise von künstlichen neuronalen Netzwerken erläutert, wobei der Aufbau der Netzstruktur beschrieben wurde. Es ist hervorzuheben, dass die Topologie eines Netzes einen großen Einfluss auf den Erfolg des Netzwerkes hat. Unter Topologie versteht man die Auswahl der Hyperparameter, d.h. die Parameter, die während des Lernprozesses konstant bleiben. Die Anzahl der Ebenen, die Anzahl der Neuronen in den einzelnen Ebenen, die Initialisierung der Gewichtungen und die Art der Aktivierungs-, Verlust- und Optimierungsfunktion fallen in die Gruppe der Hyperparameter. Die anderen Parameter wie z.B. Gewichtungen sind als normale Parameter zu sehen, da sie während der Lernphase mehrmals angepasst werden [101].

Welche Topologie sich für welche Aufgabestellung eignet, ist eine nicht triviale Frage. Diese Frage kann nur durch Durchführung einer parametrischen Analyse eruiert werden.

Mini [19] studierte im Zuge ihrer Arbeit das Ausfachungsmauerwerk unter Einsatz von neuronalen Netzwerken. Um die optimale Topologie des KNN zu bestimmen, führte sie eine parametrische Analyse durch. Es stellte sich heraus, dass der Lernprozess des KNN am besten gefördert wird, wenn das Netzwerk eine 14-28-28-3 Architektur aufweist. Diese Struktur hat zwei verborgene Ebenen, die im Vergleich zu der Eingangsebene die doppelte Anzahl von Neuronen beinhalten [19]. Auf Basis dieser Erkenntnisse wurde für das künstliche neuronale Netzwerk aus dieser Arbeit eine 16-32-32-2 Architektur gewählt. Das verwendete KNN ist in *Abbildung 127* zu sehen.

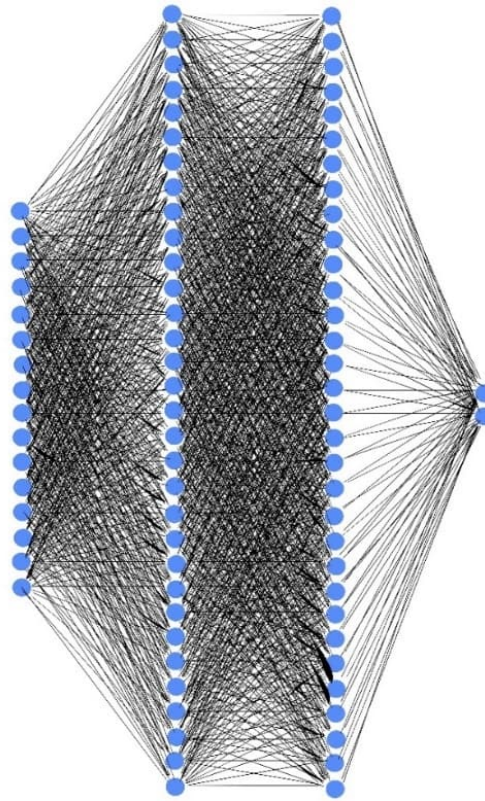


Abb. 127: Verwendetes Künstliches Neuronales Netzwerk 16-32-32-2

Die ersten drei Eingangswerte des Netzwerkes unterscheiden sich in ihrem Format. Aus diesem Grund wurde eine Normalisierung der Eingangswerte auf eine Normalverteilung mit dem Mittelwert $\mu = 0$ und der Standardabweichung von $\sigma = 1$ vorgenommen. Für die Initialisierung der Gewichtungen wurde als Funktion auch die Normalverteilung verwendet. Als Aktivierungsfunktion wurde die ReLU (siehe *Abbildung 60*) gewählt. Diese Funktion heißt in der englischen Sprache „Rectified Linear Unit“ und eignet sich für ML-Probleme, in denen die Ausgangswerte quantifizierbare Größen sind. Die mittlere quadratische Abweichung (MSE - mean squared error) kommt als Verlustfunktion zum Einsatz. Außerdem wurde für die Optimierungsfunktion der Adam Optimierer verwendet [101].

Der Lernprozess des Künstlichen Neuronalen Netzwerkes wurde auf 5000 Epochen beschränkt. Im Zuge einer Epoche werden die Eingangsdaten einmal durch das neuronale Netzwerk nach vorne propagiert. Im Laufe der Epochen lernt das Netzwerk durch Back-Propagation, indem er die Werte der Gewichtungen anpasst und den Verlust minimiert.

Die Minimierung der Verlustfunktion weist auf die erreichte Genauigkeit des Netzwerkes in der Lösung der Aufgabe hin. Um das Problem der Überanpassung (Overfitting) zu vermeiden, wurde im Programmiercode ein Schutzmechanismus eingefügt. Wenn der Verlust des Netzwerkes sich im Laufe von 3 Epochen nicht verringert, wird der Lernprozess frühzeitig abgebrochen. Unter Überanpassung wird das Auswendiglernen der Datensätze aus dem Trainingsset verstanden. In diesem Fall erzielt das Netzwerk eine sehr hohe Genauigkeit bei der Schätzung der Daten aus dem Trainingsset, während er die Daten aus dem Testset wesentlich schlechter schätzt. Das Trainingsset in dieser Arbeit beinhaltet 75% der Datensätze, während die restlichen Datensätze (25%) für die Überprüfung der Genauigkeit verwendet werden [19], [101]. In der folgenden *Abbildung 128* ist der verwendete Programmiercode ersichtlich, der sich an den Anwendungsbeispielen der Arbeit von **Ionescu** [101] orientiert:

```
dataset = database.values
X_data = dataset[:, 0:16]
Y_data = dataset[:, 16:]
X_train, X_test, Y_train, Y_test = train_test_split(dataset[:, 0:16], dataset[:, 16:],
                                                    test_size=0.25, random_state=seed)

scaler_x = StandardScaler()
scaler_x.fit(X_data)
X_data_scaled=scaler_x.transform(X_data)

def runNN(X_train_set, Y_train_set, X_test_set, Y_test_set,
          n_neurons, n_epochs, seed=seed, early_stopping=None):
    np.random.seed(seed)
    nn_model = Sequential()
    nn_model.add(Dense(n_neurons * 2, input_dim=16, kernel_initializer='normal',
                      activation='relu'))
    nn_model.add(Dense(n_neurons * 2, kernel_initializer='normal',
                      activation='relu', kernel_regularizer=regularizers.l2(0.01)))
    nn_model.add(Dense(2, kernel_initializer='normal', activation='relu'))
    nn_model.compile(loss='mean_squared_error', optimizer='adam', metrics=['mae'])
    model_callbacks = []
    if early_stopping is not None:
        model_callbacks = [early_stopping]
    model_output = nn_model.fit(X_train_set, Y_train_set, epochs=n_epochs, verbose=0,
                                batch_size=X_train_set.shape[0], initial_epoch=0,
                                callbacks=model_callbacks, validation_data=(X_test_set, Y_test_set))

    return model_output, nn_model

neurons = 16
nr_epochs = 5000
early_stop_crit = keras.callbacks.EarlyStopping(monitor='val_loss', min_delta=0,
                                                patience=3, verbose=0, mode='auto')

start_time = time.time()
nn_output_scaled, nn = runNN(scaler_x.transform(X_train), Y_train, scaler_x.transform(X_test),
                             Y_test, neurons, nr_epochs, early_stopping=early_stop_crit)
time_s = time.time() - start_time
print("Training time %0.1f seconds / %0.1f minutes / %0.1f hours" % (time_s, time_s/60, time_s/60/60) )

Training time 448.3 seconds / 7.5 minutes / 0.1 hours
```

Abb. 128: Programmiercode

Das Trainieren des KNN nahm 7,5 Minuten in Anspruch. Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchung von Ausfachungsmauerwerken unter Einsatz des beschriebenen Künstlichen Neuronalen Netzwerkes werden durch nachfolgende Diagramme (siehe Diagramme a) bis c) aus *Abbildung 129*) veranschaulicht. Im Diagramm a) ist die gesamte Auswertung der Verlustfunktion ersichtlich. Im Allgemeinen ist zu erkennen, dass sich die

Verlustfunktionen des Trainingssets und des Testsets annähernd gleich verhalten. Es ist zu sehen, dass der Lernprozess der KNN bei ca. 4100 Epochen abgebrochen wurde. Dabei ist noch zu beobachten, dass innerhalb der ersten 300 Epochen die Verlustfunktion rasant fällt. Diese fallende Entwicklung ist im Diagramm b) dargestellt und zeigt, dass das Netzwerk in der Anfangsphase am meisten lernte. Eine derartige Entwicklung ist im Allgemeinen in der Anfangsphase immer vorhanden, da das KNN am Start des Lernprozesses sehr schlechte Schätzungen macht. Der fallende Verlauf der Verlustfunktion hat sich im Laufe der Epochen fortgesetzt. Im Diagramm c) ist die Entwicklung der Verlustfunktion zwischen Epoche 1000 und 4000 ersichtlich. Aus dem fallenden Verlauf ist zu erkennen, dass das Netzwerk sich im Laufe dieser Epochen weiter verbesserte und eine Abflachung erst beim Erreichen der Epoche 4000 auftrat.

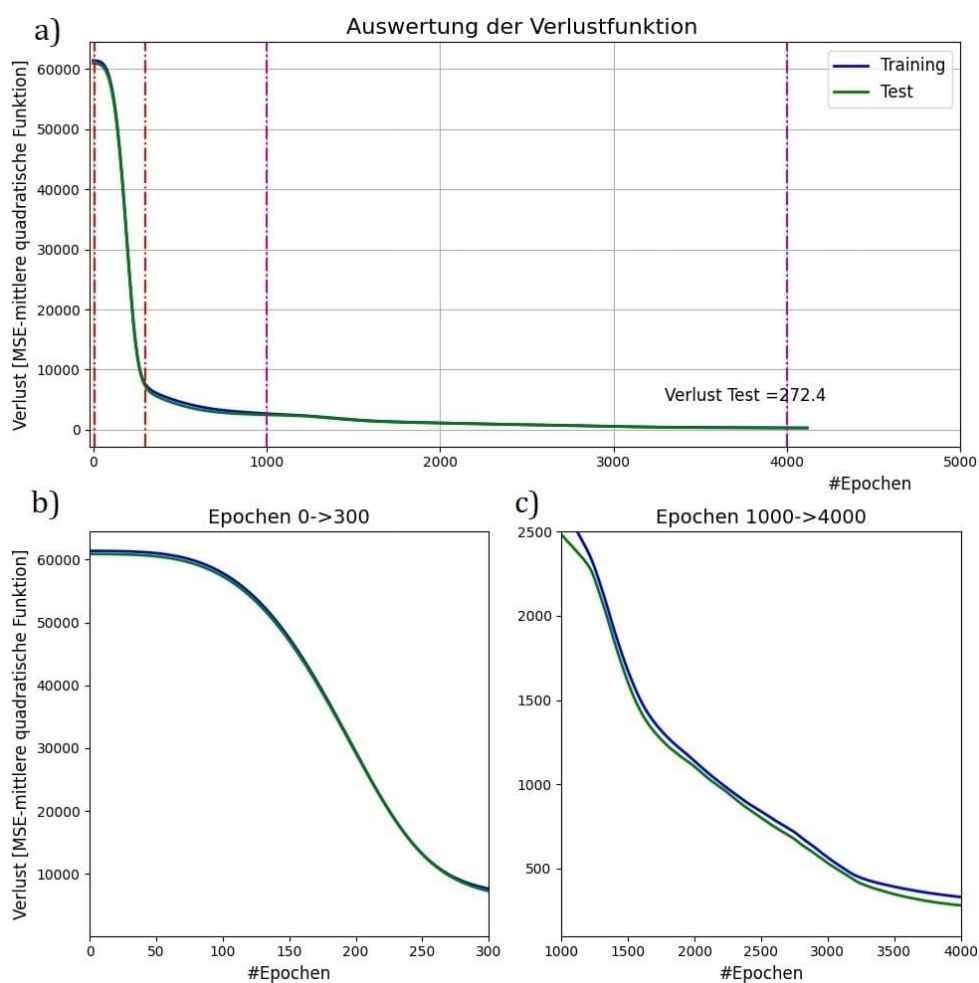


Abb. 129: Daten zum Lernprozess und zur Verlustfunktion des KNN

In *Abbildung 130* wurden für die ganze Datenbank und für das Testset die prognostizierten Horizontalkräfte H (x-Achse) den tatsächlichen Horizontalkräften (y-Achse) gegenübergestellt. Die von dem künstlichen neuronalen Netzwerk erzielte Genauigkeit wurde durch die Ermittlung des Determinationskoeffizienten R^2 zur Vorschau gebracht. Für die ganze Datenbank ist $R^2=0.89$, während für das Testset $R^2=0.88$ erzielt wurde.

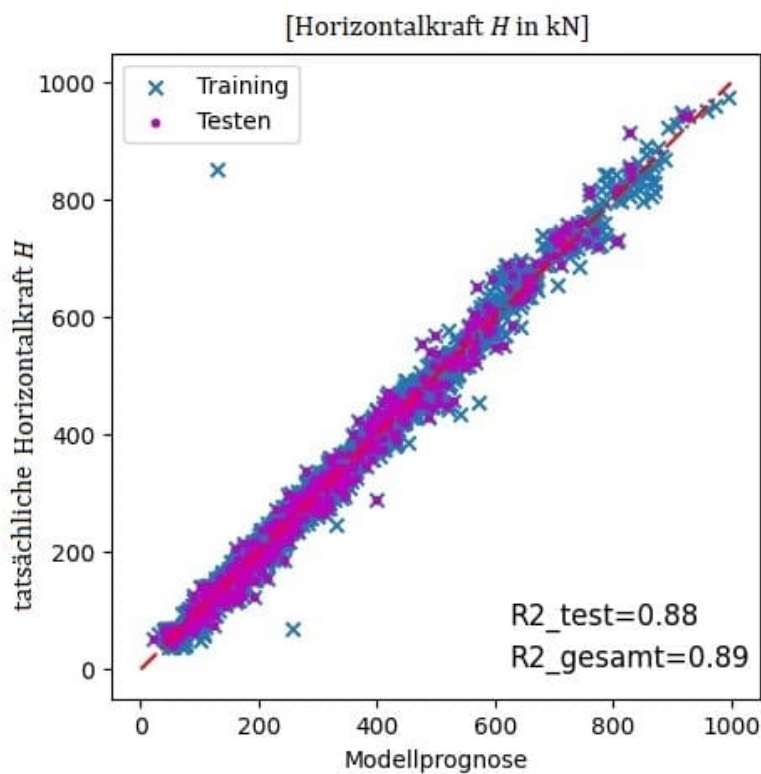


Abb. 130: Gegenüberstellung tatsächliche Horizontalkraft H mit Modellprognose in kN - Regressionsanalyse

In *Abbildung 131* wurden die prognostizierten Horizontalverschiebungen u (x-Achse) für die ganze Datenbank und für das Testset den tatsächlichen Horizontalverschiebungen (y-Achse) gegenübergestellt. Die erzielten Determinationskoeffizienten R^2 des zweiten Ausgangswertes sind gleich wie jene des ersten Ausgangswertes des Künstlichen Neuronales Netzwerkes, nämlich $R^2=0.89$ für die ganze Datenbank und $R^2=0.88$ für das Testset.

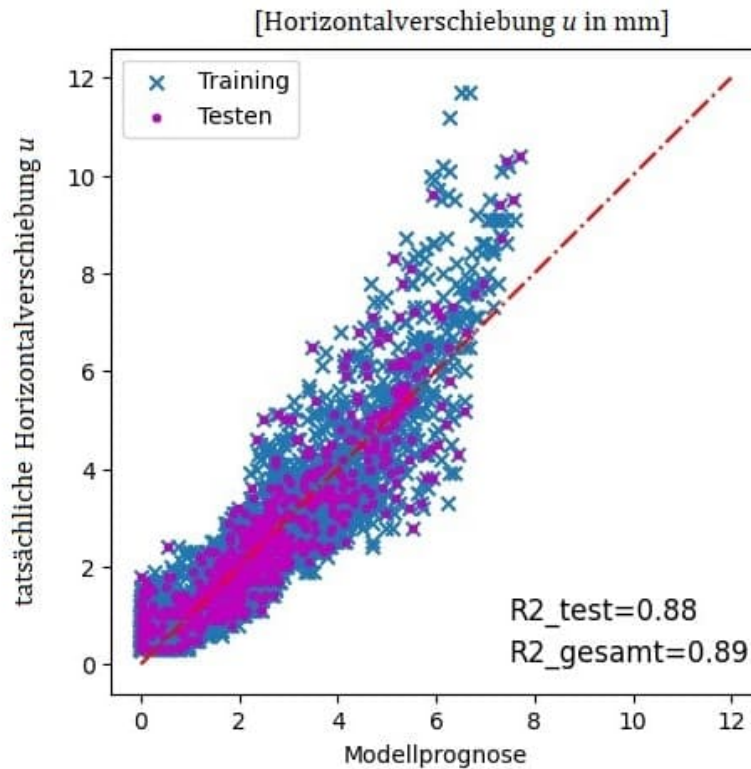


Abb. 131: Gegenüberstellung tatsächliche Horizontalverschiebung u mit Modellprognose in mm – Regressionsanalyse

Es ist festzustellen, dass das vorliegende künstliche neuronale Netzwerk mit 16-32-32-2 Architektur im Stande ist, vereinfacht das Tragverhalten des untersuchten ausgefachten Stahlbetonrahmens unter horizontaler Beanspruchung mit einer Fehlertoleranz von 12% vorzusagen.

Im Zuge der Auseinandersetzung mit ausgefachten Rahmenkonstruktionen konnte in dieser Arbeit dargelegt werden, dass die Ermittlung des Widerstandes und der Verformung von Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachungen unter Horizontallast mithilfe von künstlichen neuronalen Netzwerken erfolgen kann.

Forschungsarbeiten, die sich mit der Untersuchung von Tragverhalten von Konstruktionen beschäftigen und die herkömmliche Berechnungsmethode nutzen, werden meistens in komplexen, langwierigen und kostspieligen Versuchen im Labor durchgeführt. Das Tragverhalten von Ausfachungsmauerwerk wurde in den letzten sieben Jahrzehnten experimentell und analytisch sehr umfangreich untersucht. Aufgrund der Komplexität des Forschungsproblems herrscht in der Wissenschaftsgemeinde jedoch kein eindeutiger Konsens darüber, wie das Ausfachungsmauerwerk in der Bemessung von Hochbaukonstruktionen zu berücksichtigen ist.

Wie in der Arbeit bereits mehrmals erwähnt, unterscheidet sich die Berechnungsmethode unter Einsatz von KNN von den herkömmlichen Berechnungsverfahren darin, dass sie nicht primär auf die Beschreibung der funktionalen Beziehungen der Aufgabestellung beruht. KNN sind im Stande aus einer hohen Anzahl von Datensätzen funktionale Zusammenhänge zu erkennen und sich Wissen anzueignen.

Die Kraft der Künstlichen Neuronalen Netzwerke bei der Untersuchung von Ausfachungsmauerwerk liegt in der Fähigkeit des Netzwerkes Ergebnisse von experimenteller und analytischer Untersuchung aus der Vergangenheit zusammenzuführen und daraus ein Berechnungsmodell zu erzeugen. Auf dieser Weise können Modelle zu dem Vorantreiben der Forschung entwickelt werden, die auf den Ergebnissen der Forschungsanstrengungen der letzten sieben Jahrzehnte aufbauen.

In den Forschungsarbeiten von **Sipos et al.** [22], [23] ist genauer ersichtlich, wie einflussreich Künstliche Neuronale Netzwerke in der Untersuchung des Tragverhalten von Ausfachungsmauerwerk sein können.

7 Conclusio

Mauerwerksausfachungen in Skelettbauten werden in der Ingenieurspraxis als nichttragende Elemente gesehen [10], [11]. Aus diesem Grund wird das Ausfachungsmauerwerk in den meisten Fällen direkt an den Stahlbetonrahmenelementen, d.h. ohne einer Fugenausbildung, ausgeführt. Eine mögliche Interaktion zwischen der Rahmenkonstruktion und der Ausfachung wird im Falle eines Erdbebens in der Regel vernachlässigt [13], [34], [35]. Die unplanmäßige Beteiligung der Ausfachungen an dem horizontalen Lastabtrag der Erdbebenkräfte kann jedoch das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion maßgeblich beeinflussen [10], [11].

Im Laufe der letzten sieben Jahrzehnte wurden diverse Strategien für die Erfassung und Modellierung des Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerken entwickelt und überarbeitet. Trotz der bisherigen aktiven Beteiligung der Wissenschaftsgemeinschaft ist die Beantwortung dieser Fragestellung unvollständig und der Eurocode EN 1998-1:2013 enthält nach wie vor kein Konzept für die Bemessung des Ausfachungsmauerwerkes [13]. Grund dafür ist die hoch nichtlineare Natur der Aufgabenstellung sowohl auf der Einwirkungsseite als auch auf der Widerstandsseite. Im Zuge dieser Arbeit wurden die Herausforderungen, die das Erfassen und Modellieren des Tragverhaltens von Ausfachungsmauerwerk so komplex machen, ausführlich beschrieben.

Die Forschungsanstrengungen zur Herleitung eines analytischen Modells zur Berücksichtigung des Einflusses von Mauerwerksausfachungen auf das Tragverhalten von Rahmentragwerken wurden im Laufe der Zeit fortgesetzt. Im letzten Jahrzehnt gab es im europäischen Raum Forschungsarbeiten, deren Fokus auf die konstruktive Durchführung von Mauerwerksausfachungen lag. Um die negativen Folgen der Wechselwirkung zwischen Rahmenkonstruktion und Ausmauerung zu unterbinden, wurden innovative Entkoppelungs- und Verstärkungssysteme entwickelt und experimentell untersucht [2].

In den letzten drei Jahrzehnten sind aufgrund der rasanten Entwicklung der Soft Computing Techniken mehrere innovative Berechnungsmethoden aufgetaucht, die sich der künstlichen Intelligenz bedienen. Weltweit haben sich insbesondere Künstliche Neuronale Netzwerke als Berechnungsinstrument in der Lösung komplexer Fragestellungen in allen Disziplinen als tauglich erwiesen. Da diese Art von Lösungsfindung nicht auf eine explizite Beschreibung des funktionalen Zusammenhangs zwischen Input und Output abzielt, sondern auf eine Abschätzung, kommt sie meistens in der Beschreibung von Problemstellungen mit hoch nichtlinearen Beziehungen zum Einsatz [19].

Die Berücksichtigung des Einflusses des Ausfachungsmauerwerkes auf Rahmentragwerke gehört zu den Problemstellungen nichtlinearer Natur, die sich aufgrund ihrer Komplexität auf analytischem Weg nur bedingt untersuchen lässt. Die Künstlichen Neuronalen Netzwerke, die auf einem Fehlerrückführungs-Algorithmus basieren, bieten sich aus diesem Grund als Berechnungsinstrument für die Untersuchung dieses Problems an [19].

Im Zuge dieser Arbeit wurde mithilfe der Methode von **Stafford Smith, B.** und **Carter, C.** [17] eine Untersuchung zur Bestimmung des Tragverhaltens von ausgefachten Rahmentragwerken auf analytischem Weg durchgeführt. Diese analytische Studie galt als Grundlage für die Realisierung einer Untersuchung der Ausfachungsmauerwerke unter

Einsatz von KNN. Analysiert wurden eine Reihe von ebenen Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung, wobei das Tragverhalten durch die maximal aufnehmbare Horizontallast und die hervorgerufene seitliche Verschiebung ausgedrückt wurde.

Das Training und das Testen des feedforward Künstlichen Neuronalen Netzwerkes mit 16-32-32-2 Topologie erfolgte aufbauend auf 2592 Datensätze, die durch die analytische Studie generiert wurden. Das Netzwerk war in der Lage das Tragverhalten des ausgefachten Stahlbetonrahmens mit einer hohen Genauigkeit zu prognostizieren, wobei die Abweichung 12% betrug. Durch die vorliegende Untersuchung konnte die Eignung der Künstlichen Neuronalen Netzwerke bei der Abschätzung des Tragverhaltens von Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung aufgezeigt werden.

Fragestellungen rund um das Ausfachungsmauerwerk haben nach wie vor einen hohen Stellenwert in der Forschung, da die aktuelle Vorgehensweise bei der Bemessung von Rahmentragwerken mit Mauerwerksausfachung nicht zufriedenstellend ist. Die Einhaltung der Vorgaben, die eine Tragstruktur hinsichtlich der Duktilität erfüllen muss, hat einen hohen Einfluss auf das Verformungsvermögen und die Tragfähigkeit der Konstruktion während eines Erdbebens. Ohne den Einfluss der Ausfachungen aus Mauerwerk auf die Tragstruktur zu berücksichtigen, können diese wichtigen verformungsspezifischen Anforderungen im Grunde nicht erfüllt werden. Eine Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen der Ausfachung und dem Rahmentragwerk ist auch für die Begrenzung der Schäden und die Einschränkung der wirtschaftlichen Folgen von großer Bedeutung.

Weltweit wurden in den letzten Jahrzehnten viele experimentelle und analytische Untersuchungen realisiert. Aufgrund der hohen Nichtlinearität der Problematik herrscht in der Forschungsgemeinschaft immer noch kein eindeutiger Konsens, wie der Einfluss des Ausfachungsmauerwerkes auf Stahlbetonrahmentragwerke zu berücksichtigen ist. Die Komplexität der Aufgabestellung stammt von den Schwierigkeiten bei der Ermittlung der zyklischen Einwirkungsgrößen, der Mauerwerkseigenschaften und -degradation in Diagonalrichtung, der Erfassung der Wechselwirkung in den Spannungskontaktflächen und der Berücksichtigung des globalen Einflusses der Ausfachung auf das Gesamtgebäude.

Vor einem Jahrzehnt gab es kein Instrument, das eine Zusammenführung des akkumulierten Wissens aus verschiedenen experimentellen und analytischen Untersuchungen in einem großen Modell ermöglicht. Auch die benötigte Rechenleistung für die Erzeugung und Handhabung von derartigen Modellen, die eine hohe Anzahl an Daten beinhalten, war nicht vorhanden. Aufgrund der Entwicklungen im Bereich der künstlichen Intelligenz und der Halbleitertechnik existieren heutzutage Künstliche Neuronale Netzwerke, die als Berechnungsinstrument bei der Lösung hochkomplexer Aufgaben agieren.

KNN können auch bei der Untersuchung von ausgefachten Stahlbetonrahmen eingesetzt werden und somit einen Beitrag für das Vorantreiben dieser Forschungsangelegenheit leisten. Die Kraft des Maschinellen Lernens liegt in der Akkumulation von Wissen in Künstlichen Neuronalen Netzwerken, die mit der Zeit immer genauer das Tragverhalten des Ausfachungsmauerwerkes voraussagen können. Künstliche Neuronale Netzwerke haben somit das Potential einen Beitrag zur Herleitung einer praxistauglichen Berechnungsmethode zu leisten, die im Stande ist, das komplexe Tragverhalten von Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung unter Horizontallast zu erfassen und zu modellieren.

Literaturverzeichnis

- [1] JÄGER, Wolfram; MARZAHN, Gero, 2010. Mauerwerk: Bemessung nach DIN 1053-100. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. ISBN: 978-3-433-01832-3
- [2] MARINKOVIC, Marko; BUTENWEG, Christoph, 2019. Innovative decoupling system for the seismic protection of masonry infill walls in reinforced concrete frames. In: Engineering Structures, Volume 197, 2019, 109435 [Zugriff am: 10.08.2021]. Elsevier. Verfügbar unter: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109435>
- [3] LOURENCO, Paulo B.; VASCONCELOS, Graca; LEITE, Joao; PEREIRA, Paulo, 2016. Untersuchungen an mit Mauerwerk ausgefachten Stahlbetonrahmen und neue Lösungsvorschläge. In: Mauerwerk 20, Heft 2, 2016, Hsrg. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin, S. 194-205. Verfügbar unter: DOI: 10.1002/dama.201500672
- [4] GAETANI D'ARAGONA, Marco; POLESE, Maria; PROTA, Andrea, 2021. Effect of Masonry Infill Constitutive Law on the Global Response of Infilled RC Buildings. In: Buildings. 2021, 11, 57. [Zugriff am: 23.08.2021]. MDPI. Verfügbar unter: <https://doi.org/10.3390/buildings11020057>
- [5] MARINKOVIC, Marko; BUTENWEG, Christoph, 2020. Ausfachungen aus Ziegelmauerwerk in Stahlbetonrahmentragwerken unter Erdbebenbeanspruchung. In: Mauerwerk 24, Heft 4, 2020, Hsrg. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin, S. 194-205. Verfügbar unter: DOI: 10.1002/dama.202000011
- [6] JÄGER, Wolfram; SCHÖPS, Peter, 2009. Eingefasstes Mauerwerk als Möglichkeit zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Aussteifungswänden: Einführung von Eingefasstem Mauerwerk zur Erhöhung der Tragfähigkeit von aussteifenden Scheiben mit dem Ziel der Kompensation von Mehrkosten infolge erhöhter, horizontaler Einwirkung, 2009. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag. ISBN 978-3-8167-8179-0
- [7] GRAUBNER; Carl-Alexander, 2018. Zur Abgrenzung der Begriffe „Eingefasstes Mauerwerk“ und „Ausfachungsmauerwerk“. In: Mauerwerk 22, Heft 2. 2018, Hsrg. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin, S.126-127. Verfügbar unter: DOI: 10.1002/dama.201820002
- [8] ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT (ON); 2013: ÖNORM EN 1998-1 (2013-06-15): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Wien: ON, 15.06.2013
- [9] ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT (ON); 2009: ÖNORM EN 1996-3 (2009-12-01): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten, Wien: ON, 01.12.2009
- [10] KUBALSKI, Thomas; BUTENWEG, Christoph, 2015. Modellierungsansätze für horizontal beanspruchtes Ausfachungsmauerwerk. In: Mauerwerk 19, Heft 5, 2015, Hsrg. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin, S. 363-369. Verfügbar unter: DOI: 10.1002/dama.201500675
- [11] BUTENWEG, Christoph; MARINKOVIC, Marko; KUBALSKI, Thomas; KLINKEL, Sven, 2016. Stahlbetonrahmen mit Ausfachungen aus Mauerwerk unter horizontalen Belastungen. In: Mauerwerk 20, Heft 4, 2016, Hsrg. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin, S. 305-312. Verfügbar unter: DOI: 10.1002/dama.201600703
- [12] FARSHIDNIA, Pegah, 2010. Untersuchung des Verhaltens von Stahlbeton Rahmen mit Ausfachungen aus Mauerwerk unter horizontaler Belastung [Dissertation]. Wien: Technische Universität.
- [13] DI TRAPANI, Fabio, MACALUSO, Giuseppe; CAVALERI, Liborio; PAPIA, Maurizio, 2015. Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach. In: European Journal of Environmental and Civil Engineering, 19:9, 1059-1095, 2015, [Zugriff am: 10.08.2021]. Taylor Francis. Verfügbar unter DOI: 10.1080/19648189.2014.996671

- [14] UVA, Giuseppina, RAFFAELE, Domenico; PORCO, Francesco; FIORE, Andrea, 2012. On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. In: Engineering Structures, Volume 42, 2012, S.83-94. [Zugriff am: 18.08.2021]. ISSN 0141-0296. Elsevier. Verfügbar unter: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.005>
- [15] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA), 1997. FEMA Publication 273. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C, October 1997
- [16] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA), 2000. FEMA Publication 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C, November 2000
- [17] STAFFORD SMITH, Bryan; CARTER, C, 1969. A Method of Analysis for Infilled Frames. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers 19, 1969, S. 31-48
- [18] ASTERIS G., Panagiotis; GIANNOPOULOS, Ioannis; CHRYSOSTOMOU, Christis; 2012. Modeling of Infilled Frames with Openings. In: The Open Construction and Building Technology Journal, Volume 6, 2012, S.81-91. [Zugriff am: 12.02.2022]. Verfügbar unter: DOI: 10.2174/1874836801206010081
- [19] MINI, K. M.; SUBRAMANIAN, K., 2011. Analysis And Assessment of Behaviour of Infilled Frames Using Artificial Neural Networks. Saarbrücken, Deutschland: LAP Lambert Academic Publishing. ISBN: 9783844310689
- [20] ASTERIS, G. Panagiotis; ARGYROPOULOS, Ioannis; CAVALER, Liborio; RODRIGUES, Hugo; VARUM, Humberto; THOMAS, Job; LOUREBCO, Paulo B., 2019. Masonry Compressive Strength Prediction Using Artificial Neural Networks. In: Antonia MOROPOULOU et al. (Eds.), Hsrg: Transdisciplinary Multispectral Modeling and Cooperation for the Preservation of Cultural Heritage. Switzerland: Springer Nature, TMM_CH 2018, CCIS 962, 2019, S. 200–224, [Zugriff am: 20.02.2022]. Verfügbar unter: https://doi.org/10.1007/978-3-030-12960-6_14
- [21] ASTERIS, G. Panagiotis, TSARIS, Athanasios K.; CAVALER, Liborio, REPAPIS, Constantinos C.; PAPALOU, Angeliki; DI TRAPANI, Fabio; KARYPIDIS, Dimitrios F., 2016. Prediction of the Fundamental Period of Infilled RC Frame Structures Using Artificial Neural Networks. In: Computational Intelligence and Neuroscience, vol. 2016, [Zugriff am: 20.02.2022]. Hindawi. Verfügbar unter: <https://doi.org/10.1155/2016/5104907>
- [22] SIPOS, Tanja Kalman; SIGMUNF, Vladimir; HADZIMA-NYARKO, Marijana, 2013. Earthquake performance of infilled frames using neural networks and experimental database. In: Engineering Structures, Volume 51, 2013, S 113-127. [Zugriff am: 19.02.2022]. ISSN 0141-0296. Elsevier. Verfügbar unter: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.12.038>
- [23] SIPOS, Tanja Kalman; STRUKAR, Kristina, 2019. Prediction of the Seismic Response of Multi-Storey Multi-Bay Masonry Infilled Frames Using Artificial Neural Networks and a Bilinear Approximation. In: Buildings 9, 2019, S. 121. [Zugriff am: 19.02.2022]. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.3390/buildings9050121>
- [24] GANZ, Hans Rudolf, 1985. Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub [Dissertation]. Zürich: Eidgenössische Technische Hochschule. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-000360363>
- [25] SCHLEGEL, Roger, 2004. Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien [Dissertation]. Weimar: Bauhaus Universität. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.25643/bauhaus-universitaet.229>
- [26] PAGE, A. W., 1981. The biaxial compressive strength of brick masonry. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 71, 1981, Part 2, Issue 3, pp. 893-906. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1680/iicep.1981.1825>
- [27] PAGE, A. W., 1983. The strength of Brick Masonry under Biaxial Compression – Tension. In: International Journal of Masonry Constructions, Vol. 3, 1983, Part 1.
- [28] DHANASEKAR, M; PAGE, A. W.; KLEEMAN, P. W., 1985. The failure of brick masonry under biaxial stresses. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 79, 1985, Part 2, Issue 2, pp. 295-313. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1680/iicep.1985.992>

- [29] MANN, W.; MÜLLER, H., 1978. Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. In: Mauerwerk Kalender 3, 1978, Hsrg. Wilhelm Ernst & Sohn Verlag. Berlin, S. 35-65
- [30] ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT (ON); 2013: ÖNORM EN 1996-1-1 (2013-01-01): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Wien: ON, 01.01.2013
- [31] GRAUBNER, Carl-Alexander, KANZLER, Thomas; 2005. Shear Design of Unreinforced Masonry Panels: Basic Assumptions and Comparison of Different Standards. In: Proceedings of the 10th Canadian Masonry Symposium, Banff, Paper 46
- [32] PECH, Anton; GANGOLY, Hans; HOLZER, Peter; MAYDL, Peter, 2018. Ziegel im Hochbau: Theorie und Praxis. 2. Aufl. Basel: Birkhäuser Verlag. ISBN 978-3-0356-1615-6
- [33] ELSCHKE, Björn, 2008. Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden [Dissertation]. Dortmund: Technische Universität.
- [34] MARINKOVIC, Marko; BUTENWEG, Christoph, 2022. Experimental testing of decoupled masonry infills with steel anchors for out-of-plane support under combined in-plane and out-of-plane seismic load. In: Construction and Building Materials, Volume 318, 126041, ISSN 0950-0618, 2022, [Zugriff am: 26.04.2022]. Verfügbar unter: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126041>
- [35] ASTERIS, G. Panagiotis; ANTONIOU, Stelios T.; SOPHIANOPOULOS, Dimitrios S.; C. Z. CHRYSOSTOMOU, Christis Z., 2011. Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. In: Journal of Structural Engineering 137, no. 12.: 1508–17, 2011, [Zugriff am: 17.08.2021]. Academia. Verfügbar unter doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384
- [36] MCKENNY, Chiara, 2019. Reconnaissance Observation Report: Albania M6.4 Earthquake on November 26, 2019
- [37] The Kathmandu Post, 2022. Miscellaneous [online]. After 7,9 quake, future of highrises hangs in balance. Kathmandu: The Kathmandu Post von 01.05.2015 [Zugriff am:27.04.2022]. Verfügbar unter: <https://kathmandupost.com/miscellaneous/2015/05/01/after-79-quake-future-of-highrises-hangs-in-balance>
- [38] FURTADO, André; TERESA DE RISI, Maria, 2020. Recent Findings and Open Issues concerning the Seismic Behaviour of Masonry Infill Walls in RC Buildings. In: Advances in Civil Engineering, Volume 2020, 9261716, 2020, [Zugriff am: 06.05.2022] Hindawi. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1155/2020/9261716>
- [39] BUTENWEG, Christoph; KUBALSKI, Thomas; MARINKOVIC, Marko; PFETZING, Thomas; ISMAIL, Mohammed; FEHLING, Ekkehard, 2016. Ausfachungen aus Ziegelmauerwerk. In: JÄGER, Wolfram, Hrsg. Mauerwerk-Kalender 2016: Baustoffe, Sanierung, Eurocode-Praxis. Ernst & Sohn, S.563-575. ISBN 978-3-433-03131-5
- [40] POLYAKOV, S. V. , 1960. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loading in the plane of the wall. Translation in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), San Francisco, 1960, 36–42.
- [41] STAFFORD SMITH, Bryan; COULL, Alexander, 1967. ANALYSIS OF SHEAR WALL STRUCTURES: (A Review of Previous Research). In: Tall Buildings, Pergamon, Pages 139-155, 1967, [Zugriff am: 26.05.2022] Elsevier. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-011692-1.50012-2>
- [42] BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A., 1957. The Behaviour of One-Storey Reinforced Concrete Shear Walls. In: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 83, No. S.T.5., Paper No. 1254, 1957.
- [43] BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A., 1958. Behaviour of One-Storey Walls Containing Openings. In: A.C.I. Structural Journal, Vol. 30, 1958, pp. 605-18,.
- [44] BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A., 1958. The Behaviour of One-Storey Brick Shear Walls. In: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 84, No. S.T.4., Paper No. 1728, 1958.

- [45] THOMAS, F. G., 1953. The Strength of Brickwork. In: *The Structural Engineer*, Vol. 31, 1953, pp. 44–46.
- [46] WOOD, R. H., 1958. The Stability of Tall Buildings. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 11, 1958, pp. 69–102.
- [47] WOOD, R. H., 1962. Discussion of Paper by Holmes (Ref. 31). In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 23, 1962, pp. 99–100.
- [48] MAINSTONE, R. J., 1962. Discussion on paper by Holmes (Ref. 31). In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 23, 1962, pp. 94–99.
- [49] HOLMES, M., 1961. Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 19, 1961, pp. 473–8.
- [50] PRAJWAL, Pradhan, 2010. *MODELING OF BRICK MASONRY INFILL FRAME: Basic Concepts, Infill Modeling, Idealization of Stress-Strain Curve, Experimental Simulation*. Saarbrücken, Deutschland: LAP Lambert Academic Publishing. ISBN: 9783843376440
- [51] STAFFORD SMITH, Bryan, 1962. Lateral Stiffness of Infilled Frames. In: *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 88, Issue 6, 1962.
- [52] STAFFORD SMITH, Bryan, 1966. Behaviour of the square infilled frames. In: *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 92, 1966, pp. 381–403.
- [53] HETENYI, M., 1946. *Beams on elastic foundations*. In: University of Michigan Press, Ann Arbor, MI, 1946.
- [54] KADIR, Mohammed Raouf Abdul, 1974. *The structural behaviour of masonry infill panels in framed structures [Dissertation]*. Edinburgh: University of Edinburgh.
- [55] MAINSTONE, R. J., 1971. On the stiffnesses and strengths of infilled frames. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 4, Building Research Station, Garston, UK, 1971, pp. 57–90.
- [56] MAINSTONE, R. J.; WEEKS, G. A., 1970. The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls. In: *Proceedings, 2nd Int. Brick Masonry Conf., Building Research Establishment, Watford, England, 1970*, pp. 165–171.
- [57] MAINSTONE, R. J., 1974. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames, Building Research Station, Garston, UK, 1974.
- [58] KLINGNER, R. E.; BERTERO, V. V., 1978. Earthquake resistance of infilled frames. In: *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 104, 1978, pp. 973–989.
- [59] LIAUW, T. C.; KWAN, K. H., 1984. Nonlinear behaviour of nonintegral infilled frames. In: *Computers and Structure*, Vol. 18, Hong Kong, 1984, pp. 551–560.
- [60] DECANINI, L. D.; FANTIN, G. E., 1987. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite. In: *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural III, Vol. 2, Asociacion de Ingenieros Estructurales, Buenos Aires, Argentina, 1987*, pp. 817–836 (in Spanish).
- [61] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N., 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: John Wiley & Sons; 1992.
- [62] DURRANI, A. J.; LUO Y. H., 1994. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infill. In: *Proceedings of the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, 1994 Report NCEER-94-0004*.
- [63] DAWE, J. L., SEAH, C. K., 1989. Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. In: *Proceeding of the 5th Canadian Masonry Symposium, Vancouver; 1989*, pp. 329–40
- [64] BERTOLDI, S. H.; DECANINI, L. D.; GAVARINI, C., 1993. Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico. *Atti del 6 Convegno Nazionale ANIDIS, vol. 2, Perugia, 13–15 Ottobre 1993*. pp. 815–24 (in Italian).
- [65] PAPIA, M.; CAVALERI, L.; FOSSETTI, M., 2003. Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. In: *Structural engineering and mechanics, vol. 16*. Korea: Techno Press; 2003. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.12989/sem.2003.16.6.675>

- [66] THIRUVENGADAM, V., 1985. On the natural frequencies of infilled frames. In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, 1985, pp. 401-419. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.4290130310>
- [67] KÖNIG, Gert; SCHMIDT, Thomas, 1990. Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk. 1990. Abschlussbericht T2233, Darmstadt: Fraunhofer IRB Verlag.
- [68] CHRYSOSTOMOU, C. Z., 1991. Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames [Dissertation]. Ithaca, New York: Cornell University.
- [69] CHRYSOSTOMOU, C. Z., GERGELY, P.; ABEL, J. F., 2002. A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. In: International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 2(3), 2002, pp. 335–353.
- [70] EL-DAKHAKHNI, W. W., 2000. Non-linear finite element modeling of concrete masonry-infilled steel frame [M.S. thesis]. Philadelphia: Drexel University.
- [71] EL-DAKHAKHNI, W. W., 2002. Experimental and analytical seismic evaluation of concrete masonry-infilled steel frames retrofitted using GFRP laminates [Dissertation]. Philadelphia: Drexel University.
- [72] EL-DAKHAKHNI, W. W.; ELGAALY, M.; and HAMID, A. A., 2001. Finite element modeling of concrete masonry infilled steel frame. In: 9th Canadian Masonry Symposium, National Research Council (NRC), Ottawa, Canada.
- [73] CRISAFULLI, F. J., 1997. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. [Dissertation]. Christchurch, New Zealand: University of Canterbury.
- [74] CRISAFULLI, F. J.; CARR, A. J., 2007. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. In: Bulletin New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 40(2), 2007, pp. 69–77.
- [75] DAWE, J. L.; SEAH, C. K.; LIU, Y., 2001. A computer model for predicting infilled frame behaviour. In: Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 28(1), 2001, pp. 133-148. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1139/100-083>
- [76] MALLICK, D. V.; SEVERN, R. T., 1967. The behaviour of infilled frames under static loading. In: Proceedings of Institute of Civil Engineers, Vol. 38(4), 1967, pp. 639–656. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1680/iicep.1967.8192>
- [77] MALLICK, D. V.; GARG, R.P., 1971. Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 49(2), 1971, pp. 193-209. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1680/iicep.1971.6263>
- [78] PAPIA, M., 1988. Analysis of infilled frames using a coupled finite element and boundary element solution scheme. In: International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 26, 1988, pp. 731–742. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1002/nme.1620260315>
- [79] DHANASEKHAR, M.; PAGE, A.W., 1986. The influence of brick masonry infill properties on the behaviour of infilled frames. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 81(4), 1986, pp. 593-605. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1680/iicep.1986.463>
- [80] ASTERIS, G. Panagiotis, 2003. Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. In: Journal of Structural Engineering, Vol.129(8), 2003, pp. 1071-1079, Verfügbar unter doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:8\(1071\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:8(1071))
- [81] MEHRABI, A. B.; SHING, P. B., 1997. Finite Element Modelling of Masonry-Infilled RC frames. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 123(5), 1997, pp. 604–613. Verfügbar unter doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:5\(604\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:5(604))
- [82] SHING, P. B.; MEHRABI, A. B., 2002. Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. In: Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 4(3), 2002, pp. 320–331. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1002/pse.122>
- [83] SANEINEJAD, A.; HOBBS, B., 1995. Inelastic Design of Infilled Frames. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 121, Issue 4, 1995. Verfügbar unter doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:4\(634\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:4(634))

- [84] WOOD, R. H., 1978. Plasticity, composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 65 (Part 2), 1978, pp. 381-441.
- [85] HENDRY, A.W.; SINHA, B.P., DAVIES, S.R., 1997. Design of Masonry Structures; Third edition of Load Bearing Brickwork Design. London: E & FN Spon. ISBN: 0-203-36240-3
- [86] LIAUW, T. C.; KWAN, K. H., 1985. Unified Plastic Analysis for Infilled Frames. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 111, Issue 7, 1985. Verfügbar unter doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:7\(1427\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:7(1427))
- [87] KWAN, K. H.; LO, C.Q.; LIAUW, T. C., 1990. Large-scale model tests and plastic analysis of multibay infilled frames. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 89 (Part 2), Issue 2, 1990, pp. 261-277. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1680/iicep.1990.6945>
- [88] CAVALERI, L.; PAPIA, M.; MACALUSO, G.; DI TRAPANI, F.; COLAJANNI, P., 2014. Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls. In: Materials and Structures, Vol. 47, 2014, pp. 239-262. Verfügbar unter doi: DOI 10.1617/s11527-013-0058-9
- [89] CAVALERI, L.; DI TRAPANI, F., 2015. Prediction of the additional shear action on frame members due to infills. In: Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 13, 2015, pp. 1425-1454. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9668-z>
- [90] PANAGIOTAKOS, T. B.; FARDIS, M. N., 1996. Seismic response of infilled rc frames structures. In: Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 225, 1996
- [91] DE RISI, M. T.; DEL GAUDIO, C.; RICCI, P.; VERDERAME, G. M., 2018. In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames. In: Engineering Structures, Vol. 168, 2018, pp. 257-275, ISSN 0141-0296, Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.065>
- [92] CAVALERI, L.; FOSSETTI, M.; PAPIA, M., 2005. Infilled frames: developments in the evaluation of cyclic behaviour under lateral loads. In: Structural Engineering and Mechanics, Vol. 21(4), 2005, pp. 469-494. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.12989/SEM.2005.21.4.469>
- [93] CAVALERI, L.; DI TRAPANI, F., 2014. Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 65, 2014, pp. 224-242, ISSN 0267-7261. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.016>
- [94] MONDAL, G.; JAIN, S. K.; 2008. Lateral Stiffness of Masonry Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening. In: Earthquake Spectra, Vol. 24 (Issue 3, 2008), pp. 701-723. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1193/1.2942376>
- [95] KAKALETSIS, D. J.; KARAYANNIS, C. G., 2009. Experimental Investigation of Infilled Reinforced Concrete Frames with Openings. In: ACI Structural Journal, Vol. 102, 2009, pp. 132-141
- [96] DECANINI, L. D.; LIBERATORE, L.; MOLLAIOLI, F., 2014. Strength and stiffness reduction factors for infilled frames with openings. In: Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 13, 2014, pp. 437-454. Verfügbar unter doi: <https://doi.org/10.1007/s11803-014-0254-9>
- [97] ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT (ON); 2017: ÖNORM B 1998-1 (2017-07-01): Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Wien: ON, 01.07.2017
- [98] HEUER R., 2016. Baudynamik Vorlesung Sommersemester 2016: Erdbeben – Teil 3. Technische Universität Wien, Forschungsbereich für Baumechanik und Baudynamik
- [99] Open Course Ware TU Delft, 2017. Introduction to Seismic Essentials in Groningen. TU Delft, 03.03.2020 [Zugriff am 10.03.2023]. Verfügbar unter: <https://ocw.tudelft.nl/courses/introduction-seismic-essentials-groningen/>
- [100] PERUMAL PILLAI, E. B., 1995. Influence of brick infill on multistorey multi-bay R. C. frames [Dissertation]. Tamilnadu, India: Coimbatore Institute of Technology
- [101] IONESCU, P. C., 2018. Aplicații ale rețelelor neuronale artificiale în ingineria civilă [M.S. thesis]. Bucharest, Rumänien: Technische Universität für Bauwesen (in Rumänisch)
- [102] CHOLLET, F., 2017. Deep Learning with Python. Manning Publications. ISBN: 9781617294433

- [103] PANDELEA, A. E.; BUDESCU, M.; COVATARIU, G., 2014. Applications of Artificial Neural Networks in Civil Engineering. In: Proceedings of the Second International Conference for PhD Students in Civil Engineering and Architecture, pp. 221-229, Cluj-Napoca, Romania
- [104] TOTOKULOV, E., 2020. Introduction to Neural Networks [online]. 23.05.2020 [Zugriff am 20.02.2023]. Verfügbar unter: <https://www.erzhtor.com/articles/introduction-to-neural-networks>
- [105] RASCHKA, S.; MIRJALILI, V., 2017. Python Machine Learning – Second Edition. Packt Publishing. ISBN: 9781787125933
- [106] UDOFIA, U., 2018. Basic Overview of Convolutional Neural Network (CNN) [online]. 13.02.2018 [Zugriff am 20.02.2023]. Verfügbar unter: <https://medium.com/dataseries/basic-overview-of-convolutional-neural-network-cnn-4fcc7dbb4f17>
- [107] AUSMUS, J.; SIQUEIRA DE CARVALHO, R.; CHEN, A.; VELAGA, Y. N.; ZHANG, Y., 2019. Big Data Analytics and the Electric Utility Industry. In: 2019 International Conference on Smart Grid Synchronized Measurements and Analytics, pp. 1-7. College Station, Texas, USA. Verfügbar unter DOI: 10.1109/SGSMA.2019.8784657.
- [108] BAZIL RAJ, A. A.; SELVI, A. J. V.; DURAI, K.; SINGARAVELU, R. S., 2014. Intensity feedback-based beam wandering mitigation in free-space optical communication using neural control technique. In: EURASIP Journal on Wireless Communications and Networking. Verfügbar unter DOI: 10.1186/1687-1499-2014-160.
- [109] LEWIS, N. D., 2016. Deep Learning Made Easy with R: A Gentle Introduction For Data Science. CreateSpace Independent Publishing. ISBN: 978-1519514219
- [110] GOVINDAN, P., 1986. Composite Action and Ductility of Reinforced Concrete Frames with Brick Infill [Dissertation]. Madras, India: College of Engineering Anna University

Anhang

Analytische Berechnung nach Smith, B. und Carter, C. in Excel											
Definition der Knoten, Lagerung und der Einheitskraft			Lagerung			Kräfte in N			Parameterdefinition:		
Knoten-Nr.	x [mm]	y [mm]	x-r [mm]	y-r [mm]	x-ri [mm]	y-ri [mm]	x-ri [mm]	y-ri [mm]	E-Modul [N/mm²]	f _k [N/mm²]	Stärke t [mm]
1	0	3000	0	0	0	0	0	0	210000	550	25
2	0	6000	0	0	1	0	0	0	210000	550	25
3	0	0	1	1	1	0	0	0	210000	550	25
4	6000	3000	0	0	0	0	0	0	210000	550	25
5	6000	6000	0	0	0	0	0	0	210000	550	25
6	12000	0	1	1	0	0	0	0	210000	550	25
7	6000	0	1	1	0	0	0	0	210000	550	25
8	12000	3000	0	0	1	0	0	0	210000	550	25
Lagerung: 1->fest; 0->keine d.h. k _x =k _y =1E+09											
Definition der Stabelemente											
Stab-Nr.	OS [mm]	IK-Nr.	x-ri [mm]	y-ri [mm]	Länge [mm]	Winkel [rad]	Winkel [grad]				
1	80000	2	0	6000	3000	-1.57	-90.00				
2	80000	1	0	3000	3000	-1.57	-90.00				
3	60000	1	0	3000	6000	0.00	0.00				
4	440770	2	0	6000	6708	-0.46	-26.57				
5	60000	2	0	6000	6000	0.00	0.00				
6	440770	1	0	3000	6708	-0.46	-26.57				
7	80000	5	6000	6000	3000	-1.57	-90.00				
8	440770	4	6000	3000	6708	-0.46	-26.57				
9	80000	4	6000	3000	3000	-1.57	-90.00				
10	60000	4	6000	3000	6000	0.00	0.00				
11	440770	5	6000	6000	6708	-0.46	-26.57				
12	80000	8	12000	3000	3000	-1.57	-90.00				
Parameter der Stab- & Ausfachung:											
Stab-Nr.	OS [mm]	IK-Nr.	x-ri [mm]	y-ri [mm]	Länge [mm]	Winkel [rad]	Winkel [grad]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]
1	80000	2	0	6000	3000	-1.57	-90.00	25	25	25	25
2	80000	1	0	3000	3000	-1.57	-90.00	25	25	25	25
3	60000	1	0	3000	6000	0.00	0.00	25	25	25	25
4	440770	2	0	6000	6708	-0.46	-26.57	25	25	25	25
5	60000	2	0	6000	6000	0.00	0.00	25	25	25	25
6	440770	1	0	3000	6708	-0.46	-26.57	25	25	25	25
7	80000	5	6000	6000	3000	-1.57	-90.00	25	25	25	25
8	440770	4	6000	3000	6708	-0.46	-26.57	25	25	25	25
9	80000	4	6000	3000	3000	-1.57	-90.00	25	25	25	25
10	60000	4	6000	3000	6000	0.00	0.00	25	25	25	25
11	440770	5	6000	6000	6708	-0.46	-26.57	25	25	25	25
12	80000	8	12000	3000	3000	-1.57	-90.00	25	25	25	25
Parameter der Beton- & Bewehrung:											
Parameter	Wert	Einheit									
Diagonallänge d:	6708	[mm]									
Rahmenhöhe h:	3000	[mm]									
Verhältnis l/h:	2.0										
Rahmenlänge l:	6000	[mm]									
Bewehrung:	C30/37										
E-Modul Beton:	31939	[N/mm²]									
f _k Beton:	30.00	[N/mm²]									
f _{yk} Beton:	2.00	[N/mm²]									
f _{td} Beton:	38.00	[N/mm²]									
f _{ctm} Beton:	4.50	[N/mm²]									
f _{ctd} Beton:	3.38	[N/mm²]									
Konfiguration:	3 1 2 3 4 5 6										
Fläche A, Stiel:	80000	[mm²]									
Fläche A, Riegel:	20.10	[cm²]									
Fläche A, Riegel:	60000	[mm²]									
Fläche A, Riegel:	12.10	[cm²]									
Fläche Schub. a _w :	86.140	[cm²]									
l, Stiel:	86.140	[cm]									
Umfang A, Riegel:	503	[mm]									
Nutzhöhe d (Stütze):	290	[mm]									
Hohe Stiel h:	320	[mm]									
h Bewehrung Stiel:	240	[mm]									
h Bewehrung Riegel:	16	[mm]									
Darstellung statischer System:											
Parameter der Stahl- & Ausfachung:											
Stab-Nr.	OS [mm]	IK-Nr.	x-ri [mm]	y-ri [mm]	Länge [mm]	Winkel [rad]	Winkel [grad]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]
1	80000	2	0	6000	3000	-1.57	-90.00	0.344	0.344	0.344	0.344
2	80000	1	0	3000	3000	-1.57	-90.00	0.523	0.523	0.523	0.523
3	60000	1	0	3000	6000	0.00	0.00	0.358	0.358	0.358	0.358
4	440770	2	0	6000	6708	-0.46	-26.57	0.769	0.769	0.769	0.769
5	60000	2	0	6000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312
6	440770	1	0	3000	6708	-0.46	-26.57	0.400	0.400	0.400	0.400
7	80000	5	6000	6000	3000	-1.57	-90.00	0.156	0.156	0.156	0.156
8	440770	4	6000	3000	6708	-0.46	-26.57	0.718	0.718	0.718	0.718
9	80000	4	6000	3000	3000	-1.57	-90.00	0.133	0.133	0.133	0.133
10	60000	4	6000	3000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312
11	440770	5	6000	6000	6708	-0.46	-26.57	0.349	0.349	0.349	0.349
12	80000	8	12000	3000	3000	-1.57	-90.00	0.156	0.156	0.156	0.156
Parameter der Stahl- & Ausfachung:											
Stab-Nr.	OS [mm]	IK-Nr.	x-ri [mm]	y-ri [mm]	Länge [mm]	Winkel [rad]	Winkel [grad]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]
1	80000	2	0	6000	3000	-1.57	-90.00	0.344	0.344	0.344	0.344
2	80000	1	0	3000	3000	-1.57	-90.00	0.523	0.523	0.523	0.523
3	60000	1	0	3000	6000	0.00	0.00	0.358	0.358	0.358	0.358
4	440770	2	0	6000	6708	-0.46	-26.57	0.769	0.769	0.769	0.769
5	60000	2	0	6000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312
6	440770	1	0	3000	6708	-0.46	-26.57	0.400	0.400	0.400	0.400
7	80000	5	6000	6000	3000	-1.57	-90.00	0.156	0.156	0.156	0.156
8	440770	4	6000	3000	6708	-0.46	-26.57	0.718	0.718	0.718	0.718
9	80000	4	6000	3000	3000	-1.57	-90.00	0.133	0.133	0.133	0.133
10	60000	4	6000	3000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312
11	440770	5	6000	6000	6708	-0.46	-26.57	0.349	0.349	0.349	0.349
12	80000	8	12000	3000	3000	-1.57	-90.00	0.156	0.156	0.156	0.156
Parameter der Stahl- & Ausfachung:											
Stab-Nr.	OS [mm]	IK-Nr.	x-ri [mm]	y-ri [mm]	Länge [mm]	Winkel [rad]	Winkel [grad]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]
1	80000	2	0	6000	3000	-1.57	-90.00	0.344	0.344	0.344	0.344
2	80000	1	0	3000	3000	-1.57	-90.00	0.523	0.523	0.523	0.523
3	60000	1	0	3000	6000	0.00	0.00	0.358	0.358	0.358	0.358
4	440770	2	0	6000	6708	-0.46	-26.57	0.769	0.769	0.769	0.769
5	60000	2	0	6000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312
6	440770	1	0	3000	6708	-0.46	-26.57	0.400	0.400	0.400	0.400
7	80000	5	6000	6000	3000	-1.57	-90.00	0.156	0.156	0.156	0.156
8	440770	4	6000	3000	6708	-0.46	-26.57	0.718	0.718	0.718	0.718
9	80000	4	6000	3000	3000	-1.57	-90.00	0.133	0.133	0.133	0.133
10	60000	4	6000	3000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312
11	440770	5	6000	6000	6708	-0.46	-26.57	0.349	0.349	0.349	0.349
12	80000	8	12000	3000	3000	-1.57	-90.00	0.156	0.156	0.156	0.156
Parameter der Stahl- & Ausfachung:											
Stab-Nr.	OS [mm]	IK-Nr.	x-ri [mm]	y-ri [mm]	Länge [mm]	Winkel [rad]	Winkel [grad]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]
1	80000	2	0	6000	3000	-1.57	-90.00	0.344	0.344	0.344	0.344
2	80000	1	0	3000	3000	-1.57	-90.00	0.523	0.523	0.523	0.523
3	60000	1	0	3000	6000	0.00	0.00	0.358	0.358	0.358	0.358
4	440770	2	0	6000	6708	-0.46	-26.57	0.769	0.769	0.769	0.769
5	60000	2	0	6000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312
6	440770	1	0	3000	6708	-0.46	-26.57	0.400	0.400	0.400	0.400
7	80000	5	6000	6000	3000	-1.57	-90.00	0.156	0.156	0.156	0.156
8	440770	4	6000	3000	6708	-0.46	-26.57	0.718	0.718	0.718	0.718
9	80000	4	6000	3000	3000	-1.57	-90.00	0.133	0.133	0.133	0.133
10	60000	4	6000	3000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312
11	440770	5	6000	6000	6708	-0.46	-26.57	0.349	0.349	0.349	0.349
12	80000	8	12000	3000	3000	-1.57	-90.00	0.156	0.156	0.156	0.156
Parameter der Stahl- & Ausfachung:											
Stab-Nr.	OS [mm]	IK-Nr.	x-ri [mm]	y-ri [mm]	Länge [mm]	Winkel [rad]	Winkel [grad]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]	Stärke t [mm]
1	80000	2	0	6000	3000	-1.57	-90.00	0.344	0.344	0.344	0.344
2	80000	1	0	3000	3000	-1.57	-90.00	0.523	0.523	0.523	0.523
3	60000	1	0	3000	6000	0.00	0.00	0.358	0.358	0.358	0.358
4	440770	2	0	6000	6708	-0.46	-26.57	0.769	0.769	0.769	0.769
5	60000	2	0	6000	6000	0.00	0.00	0.312	0.312	0.312	0.312</

Nr.	Nr. bays	Nr. storeys	Aspect ratio	Ac Stiel	As Stiel	Ac Riegel	As Riegel	Asw	fck Beton	E Beton	fctk Beton	fck Beton	fk Ausfach.	E Ausfach.	fk Ausfach.	E Ausfach.	H	u
1	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2	2884.8	0.15	0.338	0.214	139.1	0.015	0.019	70.4	1.4
2	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2	2884.8	0.15	0.338	0.4	400	0.024	0.019	70.4	0.6
3	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2	2884.8	0.15	0.338	0.618	618	0.03	0.024	70.4	0.5
4	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.214	139.1	0.015	0.019	70.4	1.4
5	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.4	400	0.024	0.019	70.4	0.6
6	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.618	618	0.03	0.024	70.4	0.5
7	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	3	3193.9	0.2	0.45	0.214	139.1	0.015	0.019	70.4	1.4
8	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	3	3193.9	0.2	0.45	0.4	400	0.024	0.019	70.4	0.6
9	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	3	3193.9	0.2	0.45	0.618	618	0.03	0.024	70.4	0.5
10	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	4	3452.5	0.25	0.563	0.214	139.1	0.015	0.019	70.4	1.4
11	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	4	3452.5	0.25	0.563	0.4	400	0.024	0.019	70.4	0.6
12	1	1	1	400	12.3	300	6.16	5.03	4	3452.5	0.25	0.563	0.618	618	0.03	0.024	70.4	0.5
13	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	2	2884.8	0.15	0.338	0.214	139.1	0.015	0.019	111.2	1.9
14	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	2	2884.8	0.15	0.338	0.4	400	0.024	0.019	111.2	0.8
15	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	2	2884.8	0.15	0.338	0.618	618	0.03	0.024	111.2	0.6
16	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.214	139.1	0.015	0.019	123.3	2.1
17	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.4	400	0.024	0.019	131.1	1
18	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.618	618	0.03	0.024	131.1	0.7
19	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	3	3193.9	0.2	0.45	0.214	139.1	0.015	0.019	123.4	2.1
20	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	3	3193.9	0.2	0.45	0.4	400	0.024	0.019	139.7	1
21	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	3	3193.9	0.2	0.45	0.618	618	0.03	0.024	139.7	0.8
22	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	4	3452.5	0.25	0.563	0.214	139.1	0.015	0.019	123.5	2.1
23	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	4	3452.5	0.25	0.563	0.4	400	0.024	0.019	139.7	1
24	1	1	1	600	16.08	400	8.04	6.28	4	3452.5	0.25	0.563	0.618	618	0.03	0.024	139.7	0.7
25	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	2	2884.8	0.15	0.338	0.214	139.1	0.015	0.019	123.9	2
26	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	2	2884.8	0.15	0.338	0.4	400	0.024	0.019	147.2	1
27	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	2	2884.8	0.15	0.338	0.618	618	0.03	0.024	147.2	0.7
28	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.214	139.1	0.015	0.019	124	2
29	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.4	400	0.024	0.019	173.6	1.2
30	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.618	618	0.03	0.024	173.6	0.9
31	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	3	3193.9	0.2	0.45	0.214	139.1	0.015	0.019	124	2
32	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	3	3193.9	0.2	0.45	0.4	400	0.024	0.019	187.5	1.3
33	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	3	3193.9	0.2	0.45	0.618	618	0.03	0.024	187.5	0.9
34	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	4	3452.5	0.25	0.563	0.214	139.1	0.015	0.019	124.1	2
35	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	4	3452.5	0.25	0.563	0.4	400	0.024	0.019	187.5	1.3
36	1	1	1	800	20.1	600	12.1	7.85	4	3452.5	0.25	0.563	0.618	618	0.03	0.024	187.5	0.9
37	1	1	1	1000	25.1	750	16.1	9.04	2	2884.8	0.15	0.338	0.214	139.1	0.015	0.019	124.9	1.9
38	1	1	1	1000	25.1	750	16.1	9.04	2	2884.8	0.15	0.338	0.4	400	0.024	0.019	184	1.2
39	1	1	1	1000	25.1	750	16.1	9.04	2	2884.8	0.15	0.338	0.618	618	0.03	0.024	184	0.8
40	1	1	1	1000	25.1	750	16.1	9.04	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.214	139.1	0.015	0.019	125	1.9
41	1	1	1	1000	25.1	750	16.1	9.04	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.4	400	0.024	0.019	197.4	1.3
42	1	1	1	1000	25.1	750	16.1	9.04	2.5	3047.2	0.18	0.405	0.618	618	0.03	0.024	216.9	1
43	1	1	1	1000	25.1	750	16.1	9.04	3	3193.9	0.2	0.45	0.214	139.1	0.015	0.019	125	1.9
44	1	1	1	1000	25.1	750	16.1	9.04	3	3193.9	0.2	0.45	0.4	400	0.024	0.019	197.5	1.2

A3: Auszug 3 aus Excel Programm der analytischen Untersuchung: Zusammenfassung der Ergebnisse