

Untersuchungen zum Tragverhalten
ausgefachter Stahlbetonrahmen mit
Mauerwerk

T 2233

T 2233

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de



Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk

ABSCHLUSSBERICHT

gefördert vom Institut für Bautechnik, Berlin

Az.: IV 1-5-547/88

Darmstadt

März 1990

Abstract

Experimental and analytical investigations were carried out with the purpose of capturing the behaviour of masonry infilled frames under horizontal cyclic loads.

Three reinforced concrete frames with a l/h ratio of 1,23 were tested. One frame has no infill. The other two frames were infilled with masonry. The infill was constructed with solid calcium silicate bricks with one grip hole ($l:w:h=240:115:113\text{mm}$) layed in mortar. The vertical joints between the bricks were always filled with mortar. The joint between infill and surrounding frame was filled with mortar for one of the frames with infill. For the other the joint was filled with styrofoam a relativ soft material.

The tests showed that the infill increases the loadbearing capacity of both infilled frames. The initial stiffness was only increased for the infilled frame with mortar in the joint between frame and infill. In the other case the infilled system acts like the bare frame for low topdisplacements. In both infilled frames the bricks of the masonry slide in the bed joints and a diagonal crack through the vertical and bed joints appeared at relatively high topdisplacements.

All three specimens failed after the compression zone in the end sections of the frame columns were damaged completely.

For the analytical work two methods were used. On the ones side the finite element method was applied to studie the nonlinear behaviour of the infilled frames tested before. Several nonlinear material models were used for the concrete, the steel and the masonry. Especially for the masonry a simple smeared model was proposed. The results of the finite element analysis are satisfactory compared to the observed behaviour in the tests.

On the other side a modification of the equivalent strut method was proposed to model the infill. Parametric studies were done to get the parameters describing the model.

Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter Stahlbetonrahmen
mit Mauerwerk

Prof. Dr.-Ing. Gert König, TH Darmstadt
Dipl.-Ing. Thomas Schmidt, TH Darmstadt

Inhaltsverzeichnis

1	Darstellung des Forschungsvorhabens	9
1.1	Einleitung und Problemstellung	9
2	Zielsetzung und Vorgehensweise	11
3	Bisherige Untersuchungen	12
3.1	Experimentelle Untersuchungen	12
3.2	Analytische Modelle	13
3.3	Vorberechnungen	16
4	Versuche an Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Mauerwerk unter zyklischer Belastung	18
4.1	Ziel der Versuche	18
4.2	Übersicht über die Versuche	18
4.3	Beschreibung der Versuchskörper	19
4.4	Herstellung der Versuchskörper	20
4.4.1	Materialeigenschaften	23
4.5	Versuchsaufbau	26
4.6	Aufbau der Meßeinrichtung	29
4.7	Versuchsdurchführung	29
4.8	Versuchsergebnisse	31
4.8.1	Versuch v1: Stahlbetonrahmen mit Ausfachung	31
4.8.2	Versuch v2: Stahlbetonrahmen ohne Ausfachung	45
4.8.3	Versuch v3: Stahlbetonrahmen mit Ausfachung	52
4.8.4	Zusammenfassung und Vergleich der Versuchsergebnisse	59
5	Rechenmodelle	64
5.1	Allgemeines	64
5.2	Modellierung ausgefachter Stahlbetonrahmen mit der FE-Methode	65
5.2.1	Materialmodelle	69
5.2.2	Nachrechnung mit FE-Methode	93
5.3	Ersatzstabmethode	104
5.3.1	Ableitung eines Ersatzmodells	104
5.4	Abschätzung der Tragfähigkeit	119

6	Zusammenfassung mit Wertung für die praktische Anwendung	122
7	Anhang	125
7.1	Abschätzung der Bruchlast	125
7.2	Formfunktionen für das 16-Knoten Scheibenelement	129

Abbildungsverzeichnis

1	Geometrie und Abmessungen	21
2	Bewehrungsführung	22
3	Sieblinie des Betons	24
4	$\sigma - \epsilon$ - Linien des Mauerwerks	27
5	Versuchsaufbau	28
6	Messeinrichtung	30
7	Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r1 und r2	32
8	Hysterese des ersten Versuchslaufs	33
9	Hysteresen der Relativverschiebungen Rahmen/Mauerwerk	34
10	Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r3 und r4	35
11	Hysterese des Versuchslaufs v1r4	35
12	Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r5 und r6	37
13	Hysterese des Versuchslaufs v1r6	37
14	Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r7	39
15	Hysterese des Versuchslaufs v1r7	39
16	Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r8	40
17	Hysterese des Versuchslaufs v1r8	41
18	Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r9	42
19	Hysterese des Versuchslaufs v1r9	43
20	Hysteresen der Versuchsläufe v1r1-v1r9	43
21	Endgültiges Rißbild des ersten Versuchskörpers	44
22	Hysterese des Versuchslaufs v2r1	46
23	Hysterese des Versuchslaufs v2r2	46
24	Hysterese des Versuchslaufs v2r3	47
25	Hysterese des Versuchslaufs v2r4	47
26	Hysterese des Versuchslaufs v2r5	48
27	Hysterese des Versuchslaufs v2r6	48
28	Hysterese des Versuchslaufs v2r7	49
29	Hysteresen der Versuchsläufe v2r1-v2r9	50
30	Endgültiges Rißbild des zweiten Versuchskörpers	51
31	Hysterese des Versuchslaufs v3r1	53
32	Hysterese des Versuchslaufs v3r2	53
33	Hysterese des Versuchslaufs v3r3	54
34	Hysterese des Versuchslaufs v3r4	54

35	Hysterese des Versuchslaufs v3r5	55
36	Hysterese der Versuchsläufe v3r7-v3r9	57
37	Endgültiges Rißbild des dritten Versuchskörpers	58
38	Einhüllende der Kopfkraft-Kopfverschiebungs-Hysterese der drei Versuche	61
39	Finite-Element-Netz für den nicht ausgefachten Rahmen	65
40	Finite-Element-Netz für die ausgefachten Rahmen	66
41	Beton- und Stahlelement	67
42	16-Knoten Scheibenelement	68
43	Interface-Element im unverformten und verformten Zustand	69
44	$\sigma - \epsilon$ -Beziehung für das Betonmodell	72
45	Gerissenes Betonelement	73
46	Berücksichtigung des tension stiffening-Effekts	76
47	Stahlmodell nach Pinto/Menegotto	77
48	Zyklische $\sigma - \epsilon$ -Beziehung für BSt 500 S	78
49	Element mit Bewehrung	80
50	Mauerwerksprisma	81
51	$\sigma - \epsilon$ -Linie des Mauerwerks normal zu den Lagerfugen	83
52	$\sigma - \epsilon$ -Linie des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen	83
53	$\tau - \gamma$ -Linie des Mauerwerks	84
54	Grundlagen der Bruchtheorie und Bruchbedingungen nach Mann/Müller	87
55	Bruchoberfläche nach Ganz/Thürlimann	89
56	$\tau_t - \Delta_t$ -Beziehung für Fuge Rahmen/Mauerwerk für Versuch v1	90
57	$\tau_n - \Delta_n$ -Beziehung für Fuge Rahmen/Mauerwerk für Versuch v1	92
58	$\tau_n - \Delta_n$ -Beziehung für Fuge Rahmen/Mauerwerk für Versuch v3	93
59	Ergebnis der Nachrechnung von Versuch v2	96
60	Berechnetes Rißbild für Versuch v2	97
61	Ergebnis der Nachrechnung von Versuch v1	98
62	Ergebnis der Nachrechnung von Versuch v3	100
63	Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen	102
64	Ergebnisse der Berechnung mit Vertikallasten	103
65	Ersatzstabmodell	104

66	Versuchskörper von Stafford Smith	106
67	Modifiziertes Ersatzstabmodell	107
68	FE-Netz für den Versuchskörper von Stafford Smith	109
69	Tangentiale Kontaktspannungen - FE-Rechnung	110
70	Normale Kontaktspannungen - FE-Rechnung	110
71	Mit FE berechnete Kontaktlängen und analytische Gleichung nach Stafford	111
72	Kontaktlängen für $l/h = 1,25$	112
73	Kontaktlängen für $l/h = 1,35$	113
74	Kontaktlängen für $l/h = 1,5$	113
75	Kontaktlängen für $l/h = 1,75$	114
76	Angriffspunkte des Ersatzstabes 1	114
77	Angriffspunkte des Ersatzstabes 2	115
78	Verformung eines Rahmens mit einem diagonalen Ersatzstab .	116
79	Verformung eines Rahmens für das modifizierte Ersatzstab- modell	117
80	Verformung eines ausgefachten Rahmens	118
81	Gesamtquerschnitt A der Ersatzstäbe	118
82	Bezogener Querschnitt des Ersatzstabes 2	119

Tabellenverzeichnis

1	Vorberechnete Bruchlasten für die Versuchskörper	17
2	Getestete Versuchskörper	18
3	Bewehrung der Versuchskörper	20
4	Betonmischung	23
5	Betonkennwerte	24
6	Stahlkennwerte	25
7	Stein/Mörtelkennwerte	25
8	Mauerwerkskennwerte	26
9	Übersicht zur Versuchsdurchführung	29
10	Ergebnisse aus den verschiedenen Versuchsläufen	62
11	Vergleich der Traglast und Steifigkeit der Versuchskörper . . .	63
12	Betonmodell-Eingabewerte für die FE-Rechnung	75
13	Eingabewerte für das Modell von Pinto/Menegotto	78
14	Modifikation der Steifigkeitsmatrix für verschiedene Versagensfälle	85
15	Mauerwerksmodell-Eingabewerte für FE-Rechnung	91
16	Materialeingabewerte Fuge Rahmen/Mauerwerk	92
17	Ergebnisse der FE-Berechnung	101
18	Bruchlast Versuch ohne- / Rechnung mit Vertikallasten	102

1 Darstellung des Forschungsvorhabens

1.1 Einleitung und Problemstellung

Die Auswertung der Erdbebenschäden in den letzten zwei Jahrzehnten hat immer wieder gezeigt, daß die meisten Schadensfälle mit dem Einfluß der Ausfachungen verknüpft sind. Besonders bei tragenden Rahmensystemen kommt es durch nichttragend angenommene Mauerwerkswände zu Veränderungen der Gesamtsteifigkeit des Gebäudes, die zu Überbelastungen einiger Bauteile führen können. Exzentrisch angeordnete Trennwände können zu Torsionsschwingungen führen, die bei der Berechnung nicht berücksichtigt wurden. Die Folge sind oft Totalschäden, wie sie an zahlreichen Beispielen in Menagne (1972), Friaul (1976), Miyagi-ken-oki (1978), Montenegro (1979), San Salvador (1986) beobachtet wurden.

Erdbebenvorschriften, wie die DIN 4149, erlauben für den Lastfall Erdbeben die Aktivierung von Systemduktilitäten, um Belastungsspitzen aufzunehmen. Daher wurde in der Vergangenheit viel Energie darauf verwandt, das Duktilitätsverhalten von Tragwerken zu erforschen, um verbesserte Regeln zum sicheren und optimalen Konstruieren von Tragsystemen aufzustellen. Um Tragwerksduktilitäten auch rechnerisch erfassen zu können, wurden verschiedene Modelle entwickelt, z.B. [1]. Allen bisherigen Modellen gemeinsam ist, daß nichttragende Tragwerkselemente, insbesondere Ausfachungen, entweder gar nicht oder sehr ungenügend erfaßt werden. Beobachtungen vergangener Erdbeben zeigen jedoch den starken Einfluß der Ausfachungen auf die Verteilung der erforderlichen Duktilitäten. Nichttragende Elemente wirken häufig steifigkeitserhöhend und ändern das dem Tragwerk unterstellte Trag- und Verformungsverhalten entscheidend. Auf ihren tragfähigkeitssteigernden Einfluß ist nur bedingt Verlaß, weil ihr sprödes Versagen verbunden mit unerwünschten Verformungsmechanismen das eigentliche Tragwerk empfindlich schwächen kann.

Die für Starkbebengebiete diesbezüglich durchgeführten Untersuchungen führten größtenteils zu der Entwicklung von Konstruktionsregeln, die die nichttragenden Ausfachungen vom tragenden System trennen, um so das gewünschte Tragverhalten zu gewährleisten. In diesem Zusammenhang tritt

jedoch in verschärftem Maße die Frage nach der Stabilität der Wände für Beanspruchungen senkrecht zu ihrer Ebene auf. Dabei ist nicht nur an die durch Erdbeben induzierten Werte, sondern auch aus der Nutzung resultierenden Beanspruchungen zu denken. In der Bundesrepublik, aber nicht nur hier, ist es gängige Baupraxis zwischen den tragenden Elementen voll auszumauern. Es stellt sich daher die Frage, ob und wie weit die geforderten Trag- und Duktilitätsreserven der umgebenden Stützen und Riegel in diesen Fällen mobilisiert werden können. Die Ausführung von speziellen nichttragenden Ausfachungen erscheint für die Bundesrepublik zu aufwendig und zu teuer.

Im Rahmen der zur Zeit in Bearbeitung befindlichen Eurocodes ist der Abschnitt 37 des Eurocodes 8 für die technischen Bestimmungen zur sicheren und wirtschaftlichen Bewältigung des oben aufgezeigten Problems bestimmt. Die Arbeit befindet sich noch in einem frühen Stadium, in dem versucht wird, den Stand der Technik zu identifizieren. Damit bei der Ausarbeitung dieses Regelwerkes die für die Bundesrepublik Deutschland im Hinblick auf Sicherheit und Wirtschaftlichkeit relevanten Aspekte eingebracht werden können, ist eine baldige gründliche Auseinandersetzung mit der Materie erforderlich.

2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel:

Zur Schaffung von Kenntnissen zum Trag- und Verformungsverhalten ausgefachter Rahmen sollen analytische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden. Das Ziel der Untersuchungen ist die Entwicklung eines ingenieurmäßigen mechanischen Modelles, mit dem das Verhalten von zyklisch belasteten Stahlbetonrahmen mit Ausfachungen aus unbewehrtem Mauerwerk erfaßt werden kann.

Vorgehensweise:

- Vorhandene experimentelle und analytische Untersuchungen werden gesichtet und gewertet.
- Mit eigenen und aus der Literatur entnommenen Ansätzen werden Vorberechnungen durchgeführt.
- Zur Orientierung für die Ableitung des mechanischen Modells werden Pilotversuche durchgeführt, um die wesentlichen Verformungs- und Versagensmechanismen, die das Modell zu erfassen hat, zu identifizieren. Dabei werden die in der Bundesrepublik Deutschland verwendeten Materialien und Ausführungsmerkmale berücksichtigt.
- Basierend auf den Erkenntnissen aus den Pilotversuchen und den Vorberechnungen werden Materialmodelle zu Beton, Stahl und Mauerwerk vorgeschlagen und damit die Versuche nachgerechnet, um dann anhand von Parameterstudien das Ingenieurmodell abzuleiten.

3 Bisherige Untersuchungen

3.1 Experimentelle Untersuchungen

Obwohl der Mauerwerksbau bzw. Bauwerke mit Elementen aus Mauerwerk über 80% aller Bauwerke ausmachen und die Schäden an diesen Bauwerken den Hauptteil der Schäden bei Erdbeben insgesamt bilden, liegen nur wenige Untersuchungen zum Tragverhalten unter zyklischen Belastungen vor. Die Mehrzahl der Untersuchungen beschäftigt sich mit dem Schubtragverhalten unter monotoner Belastung, z.B. [2].

Da eine genauere Kenntnis des zyklischen Verhaltens von Mauerwerk besonders im Hinblick auf die Eurocodes notwendig ist, wurden in jüngster Vergangenheit von König/Mann/Ötes [43] Mauerwerkswände in Erdbebensimulationsversuchen getestet. Untersuchungen zum Tragverhalten ausgefachter Rahmen sind in der BRD bisher nicht bekannt. Im Ausland werden ausgefachte Rahmen bereits seit den fünfziger Jahren in Versuchen getestet [3] und sind bis heute Gegenstand der Forschung, wie die jüngsten Veröffentlichungen zeigen [4], [5], [6], [7]. Das Spektrum der untersuchten Parameter (s.u.) zeigt deutlich die Komplexität des Tragverhaltens ausgefachter Rahmen.

Untersuchte Parameter

- Höhen/Längen-Verhältnis h/l des Rahmens
- Anzahl der Geschosse und Rahmenfelder
- Ausbildung des Rahmens
- Ausfachung
 - Materialien
 - mit und ohne Bewehrung
- Verbindungen der Ausfachung mit dem umgebenden Rahmen
- Stützen mit und ohne Axialkräfte
- Horizontale Belastung - monoton oder zyklisch

- Größe und Anordnung von Öffnungen in der Ausfachung
- relative Steifigkeit Rahmen/Ausfachung, etc.

Die in den Versuchen beobachteten Versagensarten sind in der unten stehenden Liste zusammengefaßt. Das Versagen wird entscheidend von der Kombination der oben aufgeführten Parameter beeinflusst.

Versagensarten

- Versagen der Ausfachung in den Ecken mit Versagen der Stütze
- Versagen der Ausfachung in den Ecken mit Versagen des Riegels
- Diagonales Versagen der Ausfachung
- Versagen der Stütze auf Schub (kurze Stütze)

Wertung

Die meisten veröffentlichten Versuchsergebnisse sind nicht direkt auf die hiesigen Verhältnisse übertragbar, da sich die Konstruktions- und Ausführungspraktiken von denen in der BRD üblichen unterscheiden und sich besonders bezüglich des verwendeten Mauerwerks große Unterschiede zeigen (i.a. bewehrtes Mauerwerk).

3.2 Analytische Modelle

Parallel zu den Experimenten wurden analytische Modelle entwickelt, die das Verformungs- und Versagensverhalten ausgefachter Rahmen beschreiben sollen.

Das einfachste, aber in vielen Fällen effektiv angewandte mechanische Modell geht auf Polyakov [3] zurück. Die Ausfachung wird darin als ein *equivalenter Diagonalstab* abgebildet. Das Modell wurde von Holmes [8] aufgegriffen und weiterentwickelt und von Stafford Smith [9], [10], [11], [12] analytisch ausgebaut, um die Steifigkeiten, Verformungen und Bruchlasten für einfache und mehrstöckige Rahmen unter statisch wirkenden Horizontallasten

abzuschätzen. Die erwähnten Größen werden im wesentlichen von zwei Parametern abhängig gemacht.

- Relative Steifigkeit Rahmen/Ausfachung
- Kontaktlänge zwischen Rahmen und Ausfachung in den belasteten Ecken.

In mehreren Veröffentlichungen [13], [14], [15] wird dieses Verfahren aufgegriffen und modifiziert.

Klinger and Bertero [16] entwickelten verschiedene mathematische Modelle auf der Grundlage des *equivalenten Ersatzstabmodells* und der *Finite-Element-Methode* zur Beschreibung des Verhaltens ausgefachter Rahmen unter zyklischer Belastung. Aus den von ihnen durchgeführten Versuchen entwickelten sie dafür hysteretische Werkstoffbeziehungen.

Das *equivalente Ersatzstabmodell* hat jedoch mehrere Nachteile, die besonders von Axley and Bertero [17] herausgestellt wurden.

- Bei der Herleitung des Modells wurde von einfachen ausgefachten Rahmen ausgegangen, deren Lagerbedingungen und Belastung nicht mit der Wirklichkeit übereinstimmen.
- Das Modell berücksichtigt nicht die Einflüsse aus der Verdrehungshinderung in den Rahmenknoten auf die Steifigkeitsverteilung der Ausfachung. Das gesamte System wird als Fachwerk mit Diagonalstäben abgebildet.
- Es kann nur auf Systeme, bei denen die Ausfachung mit dem Rahmen in direktem Kontakt ist, angewandt werden.
- Entsprechend der verschiedenen empirischen Formeln zur Ermittlung der *equivalenten Stabbreite* treten große Abweichungen in den Ergebnissen auf.

Für ausgefachte Rahmen mit einer schubfesten Verbindung zwischen Rahmen und Ausfachung geben Liauw/Lee [19] eine *equivalente Rahmen-Methode* an,

die von ihnen effektiv eingesetzt wurde.

Weitere Verfahren auf Grundlage der *Plastizitätstheorie* wurden von Wood [20] und Liauw/Kahn [21] entwickelt. Mit diesen Methoden können die Versagensart und die Bruchlast für das jeweilige System ermittelt werden. Wood stellte mit seiner Methode Bemessungstabellen für ausgefachte Rahmen auf.

Zarnic/ Tomazevic [22] leiten aus ihren Versuchen an Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung unter zyklischen Lasten ein einfaches Verfahren zur Berechnung der Bruchlast und der Steifigkeit der Ausfachung ab. Berechnung und Versuchsergebnisse liefern gute Übereinstimmung.

Basierend auf der *Methode der finiten Elemente* wurde von einigen Forschern das Verhalten ausgefachter Rahmen eingehender untersucht [23], [24], [45]. Die verschiedenen FE-Analysen von Rahmen mit Mauerwerksausfachung unterscheiden sich hauptsächlich in der Verwendung unterschiedlicher finiter Elemente zur Beschreibung der Einzelkomponenten (Rahmen, Steine, Fugen), sowie in den verwendeten Bruchbedingungen und Materialgesetzen.

Die FE-Methode ist für die detaillierte Modellierung und Parameterstudien zum Tragverhalten von Ausfachungen ein erfolgreich angewandtes Verfahren. Für die Anwendung als Nachweis- oder Bemessungsverfahren ist sie jedoch zu aufwendig.

Der globale Einfluß von Ausfachungen in Rahmentragwerken unter seismischer Beanspruchung wird in den Arbeiten von Axley/Bertero [17], Brocken/Bertero [26] und Rivero/Walker [46] dargestellt. Die verschiedenen Autoren führen ihre analytischen Untersuchungen mit der FE- Methode durch. Sie verwenden für die Modellierung der Ausfachungen spezielle finite Elemente.

Wertung

Die zwei wesentlichen Berechnungsmethoden

- Ersatzstabmethode

- FE-Methode

liefern in den meisten Fällen im Rahmen ihres jeweiligen Anwendungsbereiches gute Resultate. Daher wird auch bei den hier durchgeführten Untersuchungen auf diese beiden Methoden zurückgegriffen.

3.3 Vorberechnungen

Bevor die in Kap. 4 beschriebenen Versuchskörper getestet wurden, wurden Vorberechnungen angestellt, um einerseits die Versuchskörper zu dimensionieren und andererseits die bis dahin verwendeten Rechenmodelle zu verifizieren.

Als Rechenverfahren wurden die beiden bereits oben erwähnten Verfahren gewählt.

Mit der FE-Methode sollten detaillierte Untersuchungen durchgeführt werden, deren Ergebnisse dann bei der Anwendung der Ersatzstabmethode zu deren Verbesserung und Modifikation herangezogen werden sollten.

Als Vorab-Ingenieurmodell wurde die Ersatzstabmethode, wie sie bereits entwickelt ist, wegen ihrer intuitiven Einsichtigkeit und einfachen Anwendbarkeit bei der praktischen Berechnung gewählt. Zur Darstellung sowohl der FE-Methode als auch der Ersatzstabmethode wird an dieser Stelle auf Abschnitt 5 verwiesen. Hier werden lediglich die Ergebnisse der Verfahren in Form der errechneten Bruchlasten in Tabelle 3.3 zusammengefaßt.

Bei der FE-Berechnung wurde für das Mauerwerk mit einem verschmierten Werkstoffgesetz gearbeitet, dessen orthope Richtung anfänglich in Richtung der Hauptspannungen angenommen wurde. Als Bruchbedingung wurde das Überschreiten der Hauptzug- bzw. der Hauptdruckspannung überprüft. Die $\sigma - \epsilon$ -Linie wurde an Rilemprüfkörpern ermittelt (vgl. Kap. 4). Für den diagonalen Ersatzstab wurde die Ersatzweite mit den Ansätzen aus [9] ermittelt. Als Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Stab wurde einaxiale Beziehung gewählt, wie sie an einem Rilemkörper gemessen wurde (vgl. Kap. 5.2.1).

In Tabelle 3.3 sind auch die Bruchlasten aufgeführt, die sich nach den Ansätzen von Liauw/Kwan [21], Holmes [8], Tassios [15] und Tomazevic [22] ergeben (Ansätze siehe Anhang).

Die Ergebnisse könnten nach der Darstellung der Versuche direkt den Versuchsergebnissen gegenübergestellt und gewertet werden.

	FE-Rechnung	Stafford	Holmes	Liauw	Tassios	Tomazevic
Bruchlast (MN/m^2)	Ausfach./Stab 120 / 105	46*	456	249	249	107

Tabelle 1: Vorberechnete Bruchlasten für die Versuchskörper

4 Versuche an Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Mauerwerk unter zyklischer Belastung

4.1 Ziel der Versuche

Zur Ableitung eines realitätsnahen analytischen Modelles für ausgefachte Rahmen ist es wichtig, die wesentlichen Verformungs- und Versagensmechanismen zu kennen und zu studieren. Zwar liegen in der Literatur bereits zahlreiche Versuchsergebnisse vor, aber die Ergebnisse können nicht direkt auf die hiesigen Verhältnisse übertragen werden. Besonders was den Einfluß des Mauerwerks betrifft, sind die Ergebnisse zu überprüfen, da Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität direkt von dem verwendeten Mauerwerk abhängig sind.

Es wurden daher Tastversuche durchgeführt, an denen das Trag- und Verformungsverhalten von ausgefachten Stahlbetonrahmen mit landesüblichem Mauerwerk untersucht werden sollte.

4.2 Übersicht über die Versuche

Es wurden drei Versuche durchgeführt. Dabei wurden zwei Rahmen mit Ausfachung und einer ohne Ausfachung getestet.

Versuch	Kurzbeschreibung
v1	Stahlbetonrahmen mit Ausfachung Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung vermörtelt
v2	Rahmen ohne Ausfachung
v3	s. v1 Fuge Rahmen-Ausfachung mit Styropor

Tabelle 2: Getestete Versuchskörper

Der Test eines Rahmens ohne Ausfachung diente im Wesentlichen als Referenzrahmen, um vergleichende Aussagen über ausgefachte und nicht ausgefachte Stahlbetonrahmen machen zu können. Nur so konnten die weiteren Ergebnisse an ausgefachten Rahmen interpretiert werden. Für die analytische Modellierung war darüberhinaus die Kenntnis des nichtlinearen Verhaltens von Stahlbetonrahmen notwendig.

Bei den zwei Rahmen mit Ausfachung wurde die Fuge zwischen Rahmen und Mauerwerk auf zwei verschiedene Arten ausgeführt.

Einmal wurde die Fuge voll vermörtelt, das anderemal durch Styropor ausgefüllt. Beide Ausführungsarten werden in der Praxis häufig ausgeführt.

Zur Aufnahme von Kräften senkrecht zur Ausfachungsebene werden üblicherweise Halfenschienen in den Rahmenstielen einbetoniert. In diese werden dann Halfeneisen verankert und in die Lagerfugen des Mauerwerks verlegt. Da die Versuchskörper nur in ihrer Ebene belastet wurden, wurde auf den Einbau dieser Halterungen verzichtet. Zudem wären die Halfeneisen ein zusätzlicher Parameter bei der ohnehin großen Zahl von Einflußgrößen gewesen.

Ihr Einfluß auf das Tragverhalten der Ausfachung ist in gesonderten Versuchen zu untersuchen.

4.3 Beschreibung der Versuchskörper

Alle drei Versuchsrahmen hatten die gleiche Geometrie, die gleichen Abmessungen und die gleiche Bewehrung. Das Verhältnis Länge L zu Höhe H betrug $L/H = 1,23$. Die Maße und die Bewehrung sind den Abbildungen 1, 2, sowie der Tabelle 3 zu entnehmen.

Zur Einleitung der Horizontalkraft wurde in Riegelmitte eine Stahlspindel eingebaut, die mit Stahlplatten links und rechts des Riegels in der Schalung fixiert wurde. Um während des Versuches ein vorzeitiges Versagen der Krafteinleitung auszuschließen, wurde der Querschnitt des Riegels in diesem Bereich vergrößert. Außerdem wurde der Riegel in diesem Bereich mit Schrauben, die durch den Riegel und die oben erwähnten Stahlplatten gingen,

quer vorgespannt. Um die Kraft von der Spindel in den Rahmen einzuleiten, war eine entsprechende Rückhängebewehrung vorzusehen.

Da der Momentennulldurchgang und der Krafteinleitungsbereich etwa an derselben Stelle liegt, kann von einem untergeordneten Einfluß der Querschnittsverbreiterung auf das Tragverhalten des Rahmens ausgegangen werden.

Die Ausfachung bestand aus Kalksandvollsteinen KSV-28-2.0-2DF mit Griffloch. Als Mauermörtel wurde ein Mörtel der Gruppe IIa verwendet. Die Dicke der Lagerfugen betrug 1 – 1,2cm und die Breite der Stoßfugen 1,2 – 1,5cm. Die Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung betrug 1,4cm.

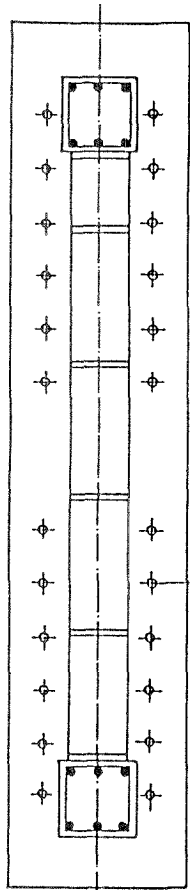
	b/d [cm]	Beton- deckung [cm]	Bewehrung		Bewehrungsgrad $\mu_R = A_b/b \cdot b$
			Biegung	Schub	
Stützen	14 / 14	1	2 * 3 Ø10	Ø6 / 5	2,4
Riegel	14 / 14	1	2 * 2 Ø10 + 1 Ø12	Ø6 / 5	2,76
Fundament	34 / 35	1	Längs- bewehrung 2 * 4 Ø10 2 + 1 Ø12	Ø12 / 10	—

Tabelle 3: Bewehrung der Versuchskörper

4.4 Herstellung der Versuchskörper

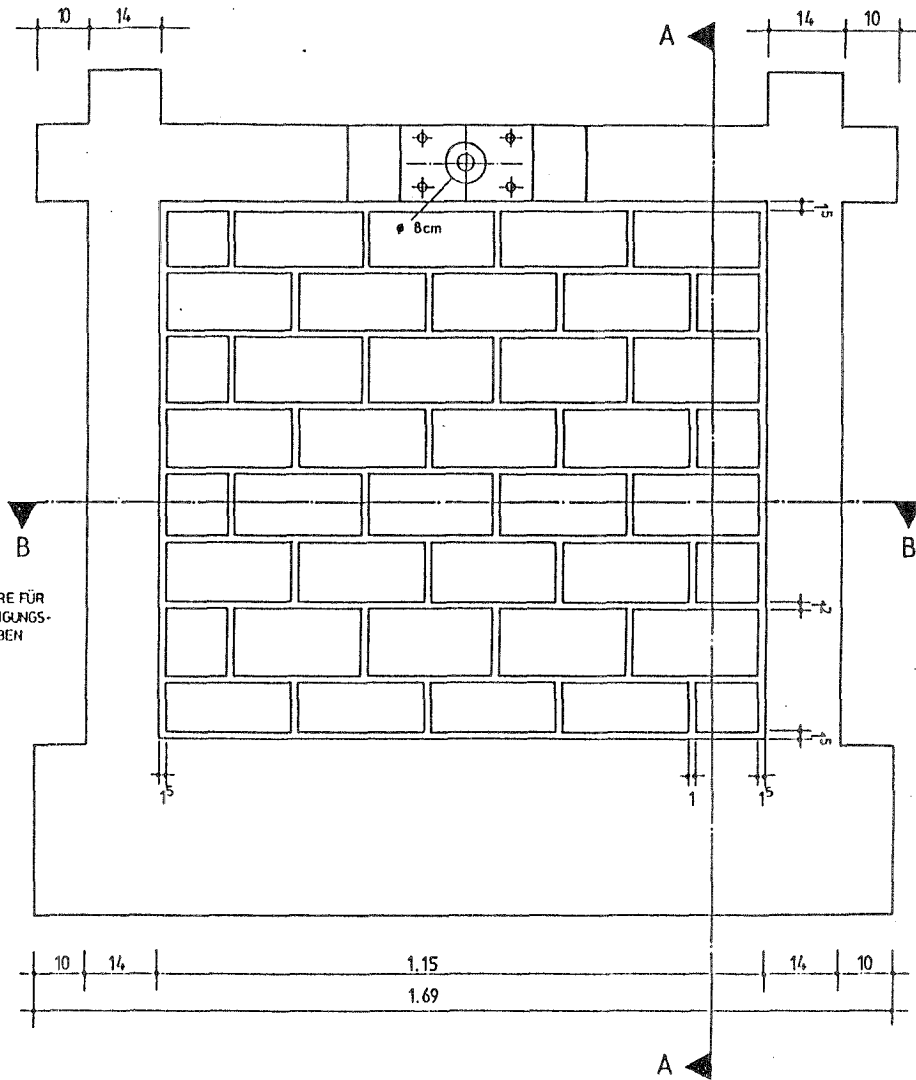
Die Stahlrahmen wurden liegend in einer Holzschalung betoniert. Die Verdichtung des Betons erfolgte mit einem Flaschenrüttler. Nach 3 – 5 Tagen wurden die Rahmen ausgeschalt und nach weiteren 8 – 10 Tagen die Ausfachung gemauert. Die Stoßfugen wurden wie bei Kalksandstein-Sichtmauerwerk ausgeführt. Die Versuchsdurchführung erfolgte nach einer Mindesthärtungszeit von 28 Tagen nach Fertigstellung der Ausfachung.

SCHNITT B-B

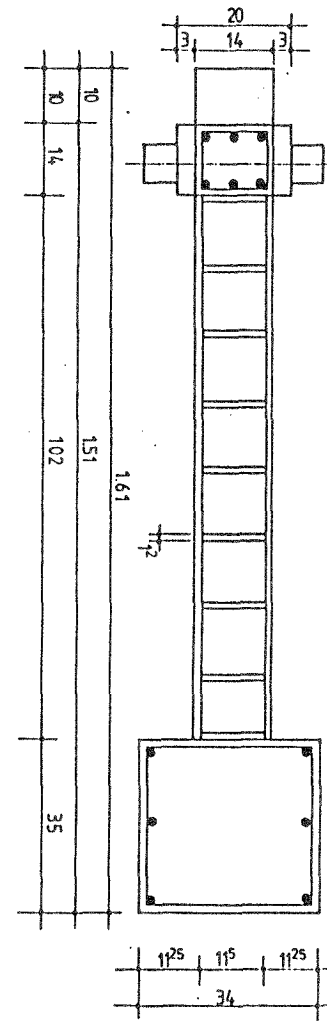


BETONDECKUNG 1cm
B25 BST 500

ANSICHT



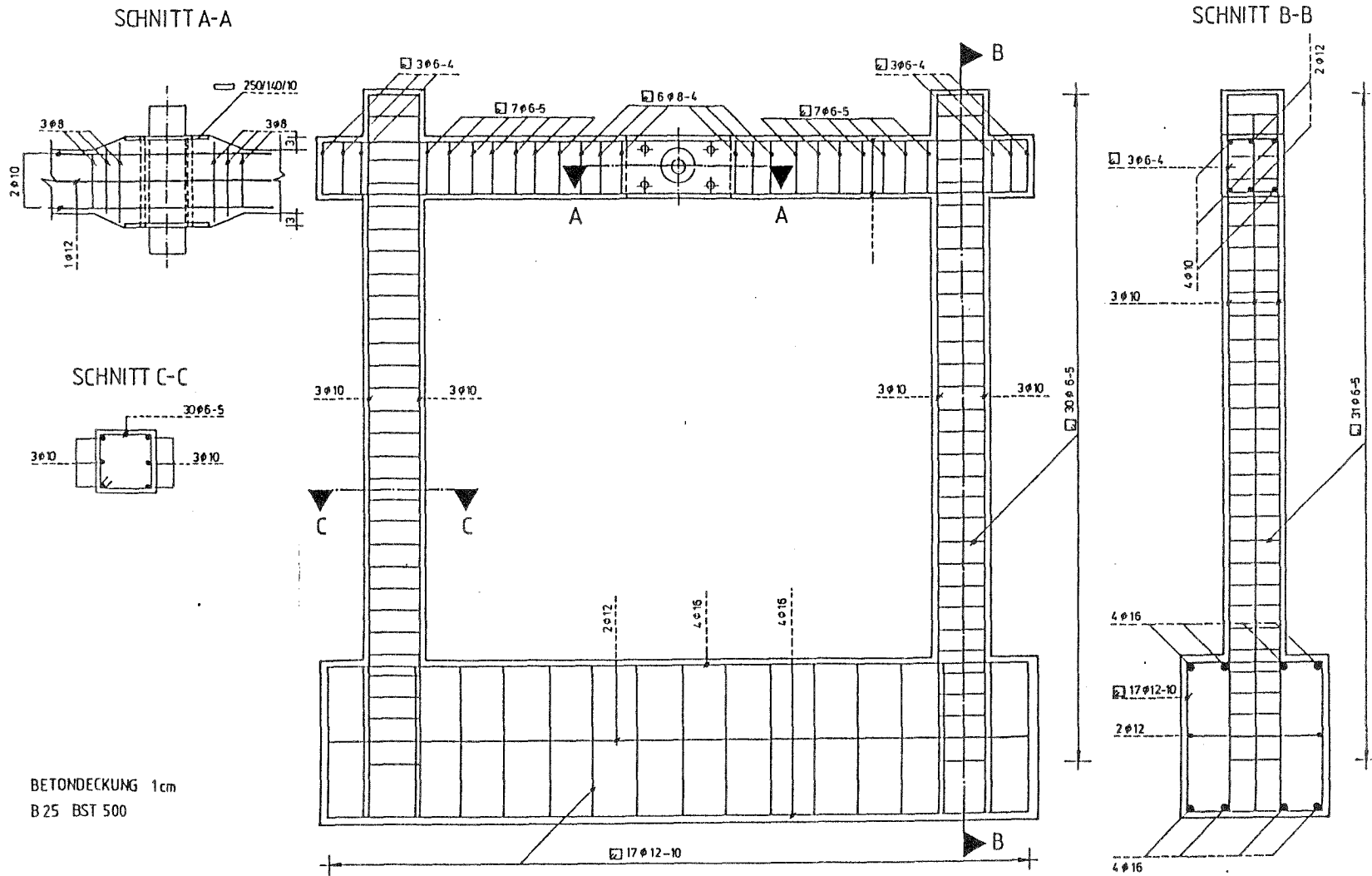
SCHNITT A-A



Versuche

21

Abbildung 1: Geometrie und Abmessungen



BETONDECKUNG 1cm
 B 25 BST 500

Versuche _____

Abbildung 2: Bewehrungsfuehrung

Am selben Tag, an dem die Ausfuchung hergestellt wurde, wurden Rilemprüfkörper aus den gleichen Mauersteinen und Mauermörtel hergestellt. Die Steine lagerten vorher abgedeckt im Freien. Die Versuchskörper und Rilemprüfkörper lagerten bis zum Prüftag in der Versuchshalle.

4.4.1 Materialeigenschaften

Beton

Die Betonmischung wurde bei allen Rahmen unverändert beibehalten. Angestrebt war einen Beton der Güte B25 herzustellen. Ausschlaggebend dafür war die begrenzte Leistung der Hydraulik zur Aufbringung der horizontalen Belastung.

Die Sieblinie der Zuschlagstoffe aus Rheinsand und Rheinkies ist in Abbildung 3 dargestellt und die Betonrezeptur für 100l Frischbeton in Tabelle 4 angegeben. Als Zement wurde Portlandzement PZ35 verwendet.

Zement: PZ 35F	22.1 kg
Wasser	18.8 kg
Zuschlagstoffe:	
Korngruppe 0/2	80.7 kg
Korngruppe 4/8	65.4 kg
Korngruppe 8/16	46.2 kg

Tabelle 4: Betonmischung

Die Druckfestigkeit des erhärteten Betons wurde für jeden Versuchskörper an drei Würfeln 20/20cm und drei Zylindern mit $d/h = 15\text{cm}/30\text{cm}$ bestimmt. Die Zugfestigkeit wurde an Biegezugproben und zentrisch gezogenen

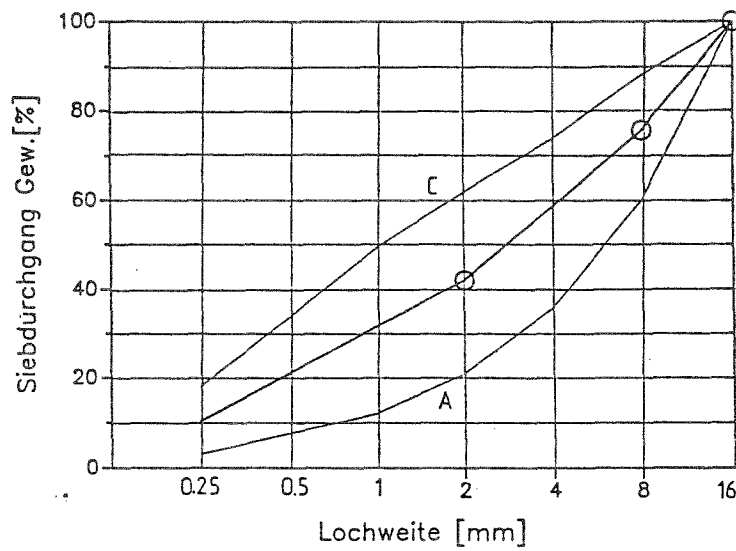


Abbildung 3: Sieblinie des Betons

Prüfkörpern ermittelt.

Die $\sigma - \epsilon$ -Beziehung des Betons wurde in drei verformungsgesteuerten Zylinderdruckversuchen gemessen und aufgezeichnet.

Die Betonkennwerte können im Einzelnen Tabelle 5 entnommen werden.

Versuch Rahmen	Würfel- druck [MN/m ²]	Zylinder [MN/m ²]	Biege- zug [MN/m ²]	Zentrischer Zug [MN/m ²]	E-Modul Zug/Druck [MN/m ²]
1	26,7	22,5	3,5	1,95	—
2	25	20,4	3,15	1,91	21270/22190
3	27	22,5	3,5	1,76	

Tabelle 5: Betonkennwerte

Bewehrung

Als Bewehrung wurde Betonstahl BSt 500S eingebaut. Die Materialkennwerte des Stahles, wie sie aus Zugversuchen für die verwendeten Stabdurchmesser ermittelt wurden, sind in Tabelle 6 aufgelistet.

ϕ mm	β_s MN/ m ²	β_z MN/ m ²	E_s MN/ m ²
6	613.0	617.5	196232
8	592.8	671.8	198200
10	597.3	623.7	195064
12	521.3	622.3	192011

Tabelle 6: Stahlkennwerte

Mauerwerk

Die Steindruckfestigkeit, Steinbiegezug- und Steinspaltzugfestigkeit, sowie die entsprechenden Werte für den verwendeten Mörtel wurden den betreffenden DIN-Normen gemäß ermittelt. Die Kennwerte sind in Tabelle 7 zusammengestellt.

		Druckfestigkeit $\beta_{d,St}$	Zugfestigkeit $\beta_{z,St} = 0,75\beta_{z,Spaltzug}$
Ausfachung	Stein	26	0,77
Versuch 1	Mörtel	5,0	—
Ausfachung	Stein	27,8	0,94
Versuch 3	Mörtel	6,1	—

Tabelle 7: Stein/Mörtelkennwerte

Die Mauerwerksfestigkeit der Ausfachungen und deren $\sigma - \epsilon$ -Linien wurden an Rilemprüfkörpern gemessen und aufgezeichnet. Darüberhinaus wurden an denselben Prüfkörpern die Querdehnungen aufgenommen. Tabelle 8 und Abbildung 4 zeigen die gemessenen Ergebnisse.

	Druckfestigkeit $\beta_{d,m}$ [MN/m ²]	Anfangs-E-Modul [MN/m ²]	Bruchstauchung $\epsilon_{u,m}$ [‰]
Ausfachung Versuch 1	9,3	4000	4,5
Ausfachung Versuch 3	10,1	5200	3,5

Tabelle 8: Mauerwerkskennwerte

4.5 Versuchsaufbau

Abbildung 5 liefert einen Gesamtüberblick des Versuchsaufbaus. Der Versuchskörper ist mit vorgespannten hochfesten Stahlschrauben an der Bodenplatte des Versuchsstahlrahmens befestigt. Die Kraft wird horizontal über eine Gabel aufgebracht, an deren Ende eine hydraulische Presse eingebaut ist. Die Presse wird über eine vorgegebene Wegfunktion gesteuert. Die Gabel ist über eine gelenkige Verbindung mit der einbetonierten Spindel im Riegel des Versuchskörpers verbunden. In den Pendeln der Gabel sind Kraftmeßdosen mit einem Nennmeßbereich von je 200KN eingebaut. Die Gabel mit der hydraulischen Presse ist mit einem horizontal liegenden Stahlrahmen verbunden (siehe Draufsicht in Abbildung 5), der wiederum die aufgebrachte Last in den vertikalen Rahmen (s. Ansicht in Abbildung 5) zurückführt. Der horizontal liegende Stahlrahmen liegt auf eine Stahlstütze auf, die lediglich als Unterstützung dient. Das ganze System steht so in sich im Gleichgewicht. Für die Wegaufnehmer wurde ein eigener Stahlrohrrahmen auf dem Versuchsstand montiert.

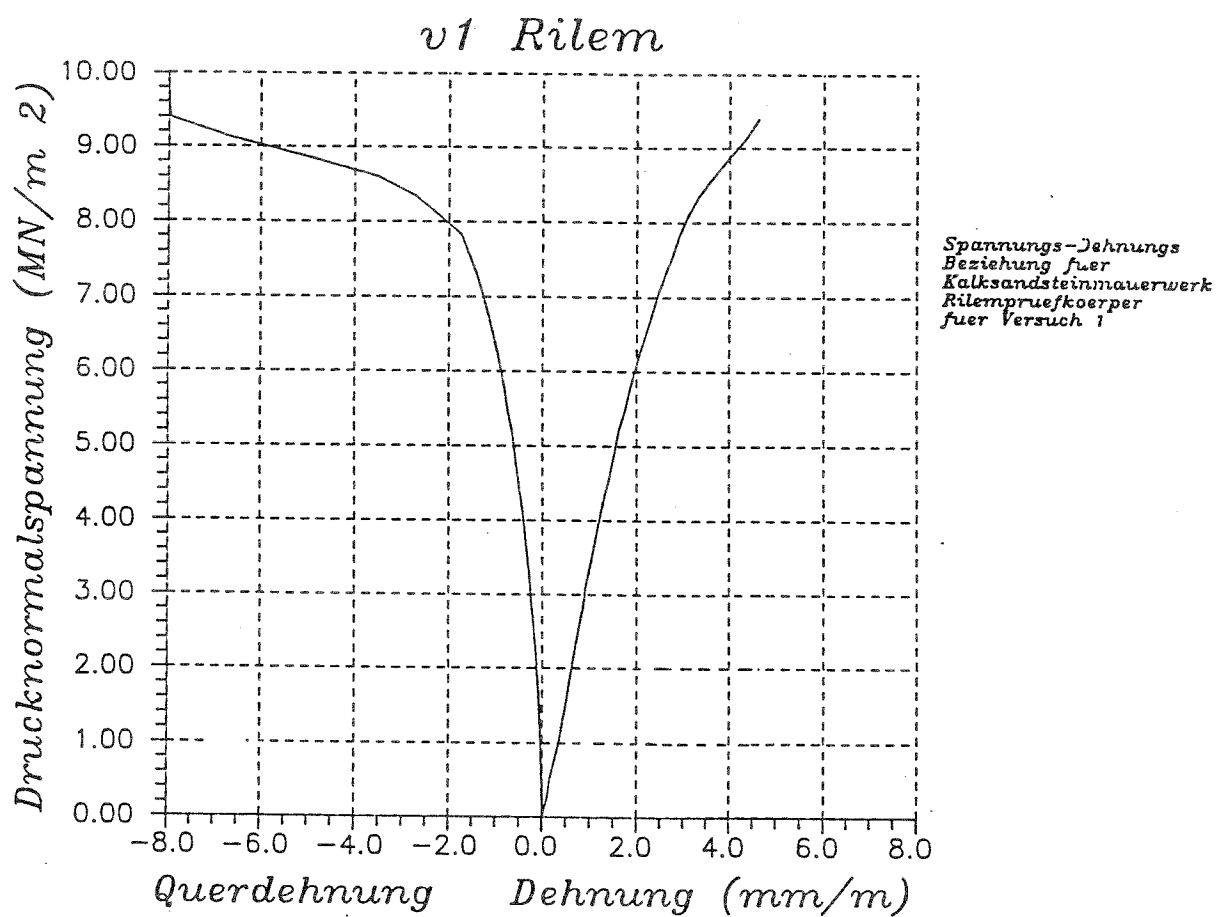
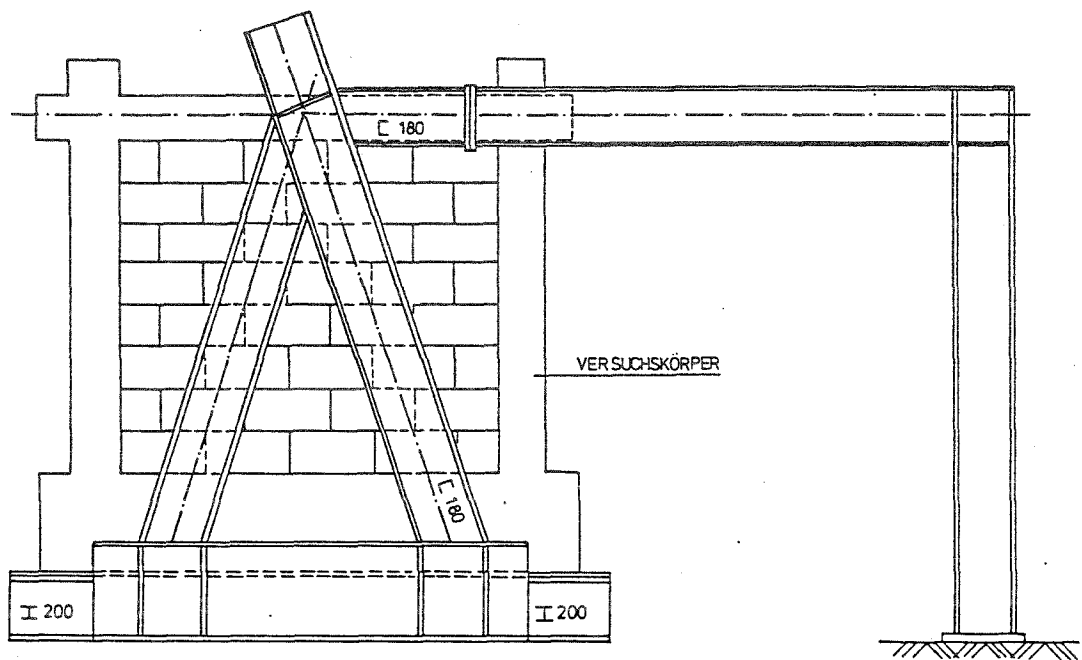


Abbildung 4: $\sigma - \epsilon$ - Linien des Mauerwerks

ANSICHT



Draufsicht

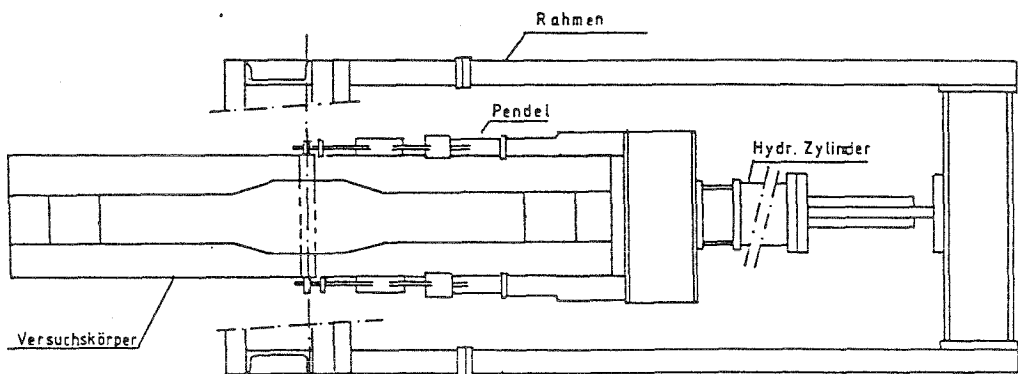


Abbildung 5: Versuchsaufbau

4.6 Aufbau der Meßeinrichtung

Einen Überblick über den prinzipiellen Aufbau der Meßeinrichtung mit Angabe der Meßstellen gibt Abbildung 6.

Die Verformungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern und die Kräfte mit Kraftmeßdosen gemessen. Mit diesem Aufbau wurden die totalen horizontalen Kopfverschiebungen und Kopfkräfte gemessen. Weiterhin wurden die relativen Verschiebungen der einzelnen Steinreihen zwischen Rahmen und Ausfachung, die totalen Verschiebungen über die Höhe einer Stütze des Stahlbetonrahmens und die vertikale Verschiebung eines Rahmenknotens aufgezeichnet. Die Meßdaten wurden mit einem PC aufgenommen und gespeichert.

4.7 Versuchsdurchführung

Die drei Versuchskörper wurden in mehreren Läufen mit verschiedenen maximalen Amplituden der Kopfverschiebungen zyklisch getestet. Der erste Lauf mit 1mm Maximalamplitude diente zur Ermittlung der Anfangsteifigkeit. Bis zum sechsten Lauf wurden jeweils zwei Läufe mit der gleichen Maximalamplitude durchgeführt. Dieses Vorgehen war durch versuchstechnische Schwierigkeiten bedingt. Bei den weiteren Läufen wurde die maximale Amplitude von Lauf zu Lauf kontinuierlich gesteigert. Im letzten Versuchslauf wurde die Amplitude bis zum endgültigen Versagen der Versuchskörper gesteigert. In Tabelle 9 ist der Versuchsablauf zusammengefaßt.

Versuche		Versuchslauf Nr.								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
v1 - v3	maximale gesteuerte Kopfverformung [mm]	1	1	4	4	10	10	20	50	50 <

Tabelle 9: Übersicht zur Versuchsdurchführung

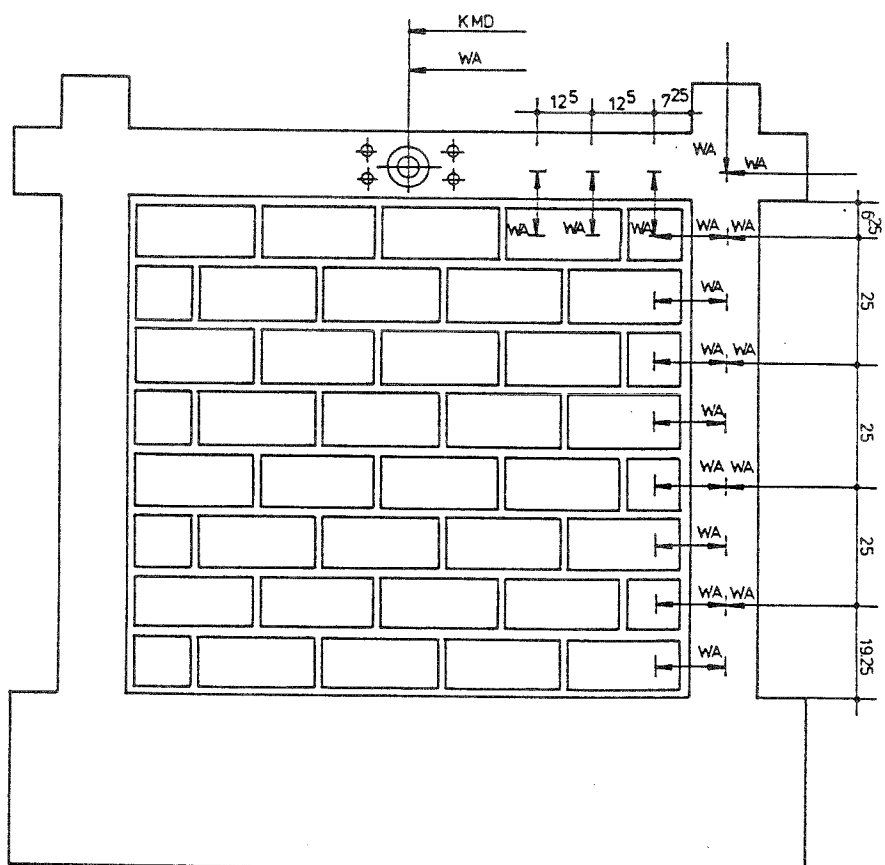


Abbildung 6: Messeinrichtung

4.8 Versuchsergebnisse

4.8.1 Versuch v1: Stahlbetonrahmen mit Ausfachung

Die Fuge zwischen der Ausfachung aus Kalksandsteinen und dem Rahmen wurde bei diesem Versuch voll vermörtelt.

Nachfolgend werden die Versuchsläufe im Einzelnen beschrieben. Mit v1 wird der entsprechende Versuch und mit r1 der entsprechende Versuchslauf bezeichnet.

Versuchsläufe v1r1 und v1r2

Während der ersten beiden Versuchsläufe wurde der Versuchskörper zyklisch bis zu einer maximalen Kopfverschiebung von 1mm - gemessen an der Steuerhydraulik - belastet. Die gemessenen maximalen Kopfverschiebungen am Versuchskörper liegen wegen der geringen elastischen Verformung des Versuchsaufbaus etwas niedriger. Der gesteuerte Weg-Zeit-Verlauf für den ersten Versuchslauf ist in Abbildung 7 dargestellt. Bereits bei Kopfverschiebungen von 0,4mm zeigten sich erste Haarrisse in den Rahmenecken (vgl. Abbildung 21), die mit wachsender Verformung zunahm. Bei 0,6mm Kopfverschiebung begann sich die Mörtelfuge zwischen Rahmen und Mauerwerk, anfangend in den Rahmenecken, umlaufend vom Rahmen zu lösen. Die Fuge war dort auf Zug beansprucht.

In der Ausfachung zeigten sich keine Risse.

Die Anfangssteifigkeit im Nulldurchgang nimmt mit wachsender Verformung rasch ab (Abbildung 8). Zunehmend ist der Schlupf durch die entstandene offene Fuge erkennbar. Die Hysterese (Abbildung 8) der Kopfkraft-Kopfverschiebungs-Beziehung zeigt deutlich den Schlupf - das sich Öffnen und Schließen der Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung - im Abfallen und Ansteigen der Steifigkeit. Bis die Fuge geschlossen ist, wirkt der Rahmen praktisch allein der Beanspruchung entgegen. Danach wird der Widerstand der Ausfachung geweckt, was im Ansteigen der Steifigkeit deutlich zu erkennen ist.

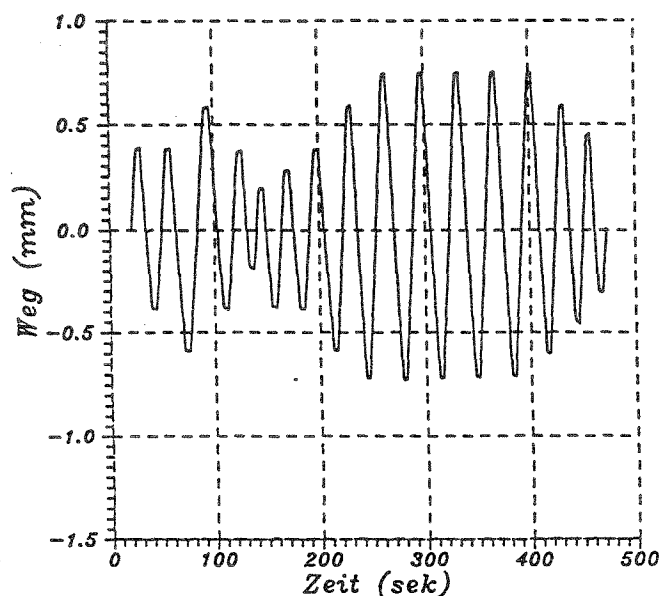


Abbildung 7: Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r1 und r2

Während der ersten Primärzyklen sind Steifigkeit und Energiedissipation wesentlich höher als in den darauf folgenden Sekundärzyklen. Auffällig ist dabei, daß dieses Verhalten nur im positiven Quadranten, d.h. nur in einer Belastungsrichtung zu beobachten ist. Diese Asymmetrie in der Hysterese verschwindet bei den weiteren Versuchsläufen mit größerer Maximalamplitude der Kopfauslenkung. Eine mögliche Erklärung dafür ist, daß beim erstmaligen Zusammendrücken des Materials plastische Verformungen auftreten, wie sie beispielsweise bei der Ermittlung des E-Moduls an einer Betonprobe beobachtet werden können. Ein weiterer Einfluß kann darin liegen, daß beim erstmaligen Erreichen einer Verformungsamplitude der Haftverbund in der Fuge Rahmen/Mauerwerk noch Widerstand leistet und anschließend beim Durchfahren derselben Verformungsamplitude in der anderen Belastungsrichtung bereits zerstört ist.

In Abbildung 9 sind die Hysteresen der Aufnehmer zur Messung der Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Steinreihen der Ausfachung und des Rahmens gezeigt. Man erkennt ein Durchschlagen der Hysteresen von

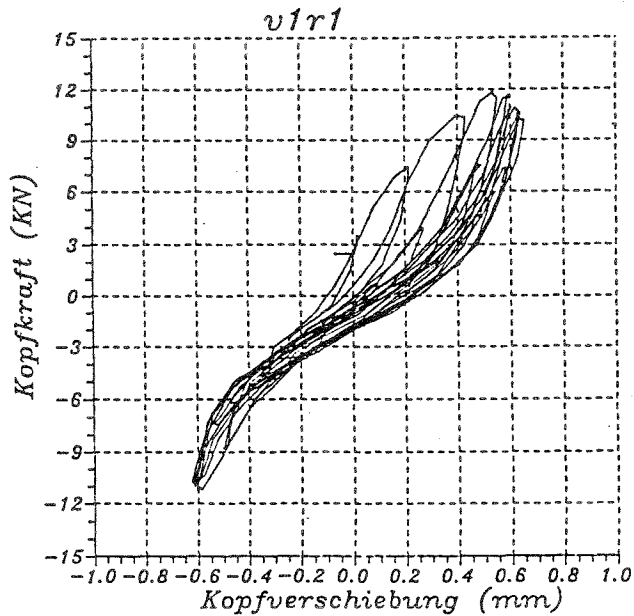


Abbildung 8: Hysterese des ersten Versuchslaufs

der obersten zur untersten Steinreihe. Die Hysterese der oberen Steinreihen lassen deutlich das Öffnen der Fuge Rahmen/Mauerwerk erkennen. Das Klaffen tritt bei den unteren Steinreihen nicht mehr auf. Die Fuge war hier, wie auch beobachtet, noch geschlossen.

Während des zweiten Versuchslaufes mit der gleichen Belastungsgeschichte zeigten sich keine weiteren Risse in dem Versuchskörper. Die gemessene Hysterese der Kopfkraft- Kopfverschiebung zeigt keine Asymmetrie mehr. Bis auf das Öffnen und Schließen der Fuge Rahmen/Mauerwerk und der damit verbundenen Steifigkeitsänderung sind kaum nichtlineare Effekte zu beobachten.

Versuchsläufe v1r3 und v1r4

Nach dem Überschreiten der 1mm Kopfverschiebung vergrößerten sich im dritten Versuchsdurchgang die Risse in den Ecken des Stahlbetonrahmens (vgl. Abbildung 21). Die Mörtelfuge zwischen Rahmen und Ausfachung öff-

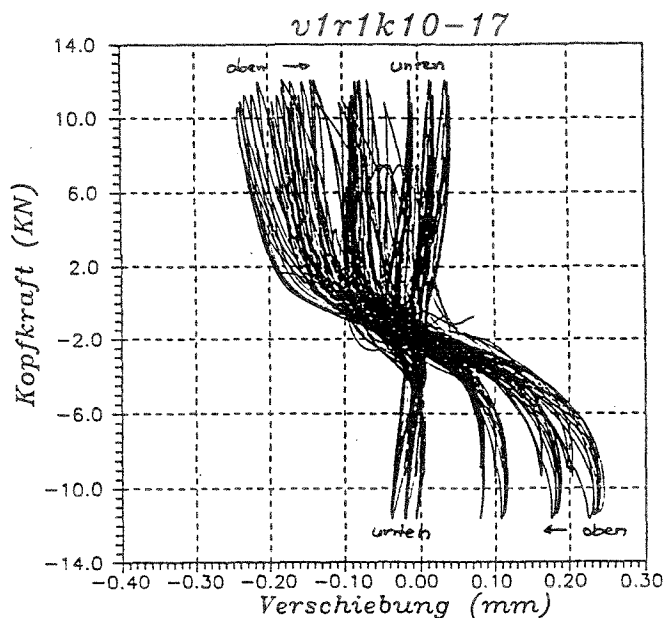


Abbildung 9: Hysterese der Relativverschiebungen Rahmen/Mauerwerk

nete sich zunehmend mit steigender Kopfverschiebung.

An der Ausfachung konnten keine Risse beobachtet werden.

Die Meßergebnisse des dritten Versuchslaufes sind wegen eines Übertragungsfehlers in der Meßelektronik nicht auswertbar. Deshalb wurde der Lauf 3 im vierten Versuchslauf wiederholt. (Gesteuerte Kopfverschiebung und gemessene Hysterese s. Abbildungen 10,11)

In diesem Versuchslauf traten im Stahlbetonrahmen keine weiteren sichtbaren Risse auf. An der Ausfachung konnten jedoch feine vertikale Risse in der Lagerfuge unterhalb der zweiten Steinreihe von oben festgestellt werden. Die Risse traten dort auf, wo die Stoßfugen mit der Lagerfuge verbunden sind. Daß die Risse von den Stoßfugen ausgehend vertikal durch die Lagerfuge verlaufen, deutet darauf hin, daß bereits ein Gleiten einzelner Steine der Ausfachung infolge des zerstörten Verbundes zwischen Mörtelfugen und Steinen eingetreten war.

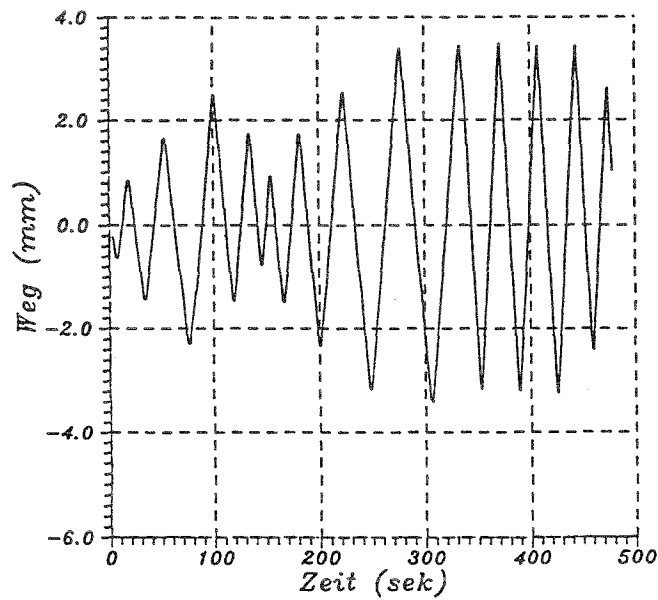


Abbildung 10: Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r3 und r4

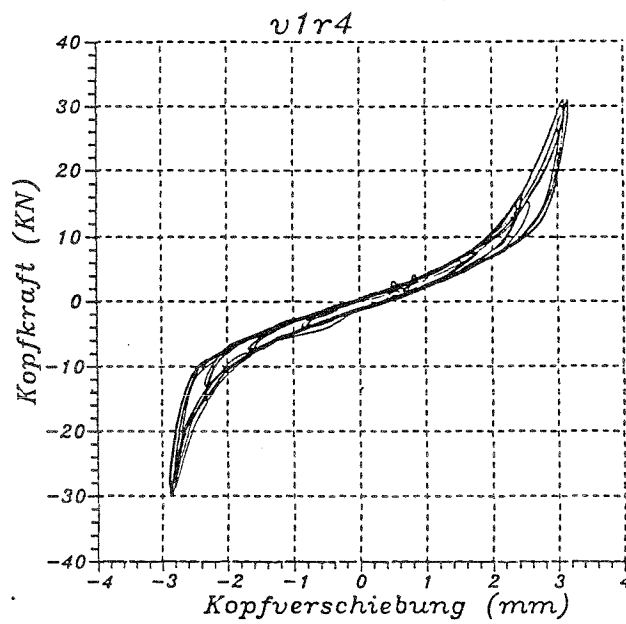


Abbildung 11: Hysterese des Versuchslaufs v1r4

Ein Vergleich der gemessenen Hysterese dieses Versuchslaufs mit den vorangegangenen Versuchsläufen zeigt die Zunahme der Klaffung in der Fuge Rahmen/Mauerwerk. Die Steifigkeiten sind in den Bereichen mit geöffneter Fuge nahezu gleich, während nach dem Schließen d.h. nach Aktivierung der Tragwirkung der Ausfachung ein Steifigkeitsabfall zwischen den Läufen 1 bzw. 2 und dem vierten Lauf zu beobachten ist. Diese Feststellung deckt sich mit dem Auftreten der Risse in der Ausfachung.

Versuchsläufe v1r5 und v1r6

Während des fünften Versuchsdurchgangs wurde die Kopfverschiebung bis 10mm gesteigert. Die Belastungsgeschichte ist in Abbildung 12 zu sehen. Beim ersten Anschwellen der Verformung bis auf 8mm maximaler Kopfauslenkung liefen die Risse in den Rahmenecken weiter in den Knotenbereich Riegel/Stiele hinein und gleichzeitig öffneten sich weitere Risse im Riegel und an den Stielenden (vgl. Abbildung 21).

Die Kontaktfuge Rahmen/Mauerwerk öffnete sich weiter und beim Erreichen der maximalen Verformungsamplitude von 10mm fingen die Steine in der Lagerfuge unter der zweiten Steinreihe von oben an zu gleiten. Die durch die behinderte Knotenverdrehung der Rahmenknoten auf das Mauerwerk wirkende vertikale Druckkraft in den Rahmenecken reichte offensichtlich nicht aus, ein Gleiten der Steine zu verhindern.

Im sechsten Versuchslauf mit der gleichen Weg-Zeit-Funktion konnten bis auf die bereits aufgetretenen Risse keine weiteren Risse beobachtet werden. Der Vergleich zwischen den Läufen 4 und 6 (s. Abbildungen 11,13) zeigt wieder einen Abfall der Steifigkeit in dem Bereich, wo Rahmen und Ausfachung zusammen an der Lastabtragung beteiligt sind.

Versuchsläufe v1r7

Die Kopfverschiebung wurde nun bis auf 20mm gesteigert (s. Abbildung 14). Bis zum Erreichen der maximalen Verschiebung der vorangegangenen Läufe

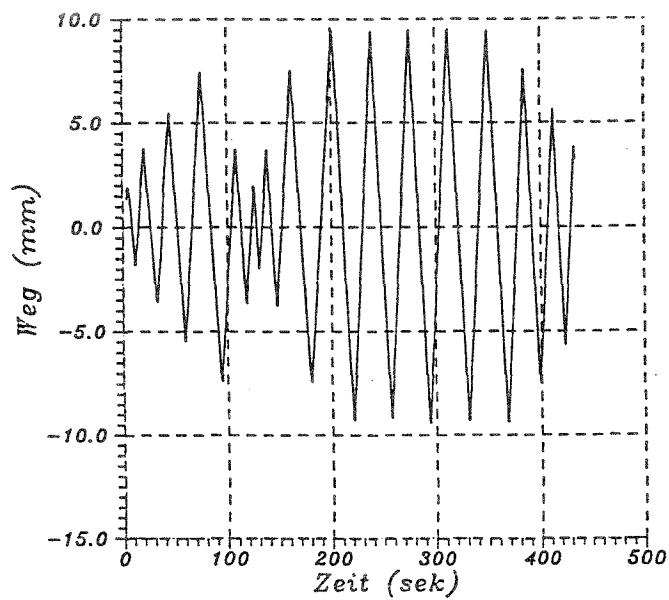


Abbildung 12: Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r5 und r6

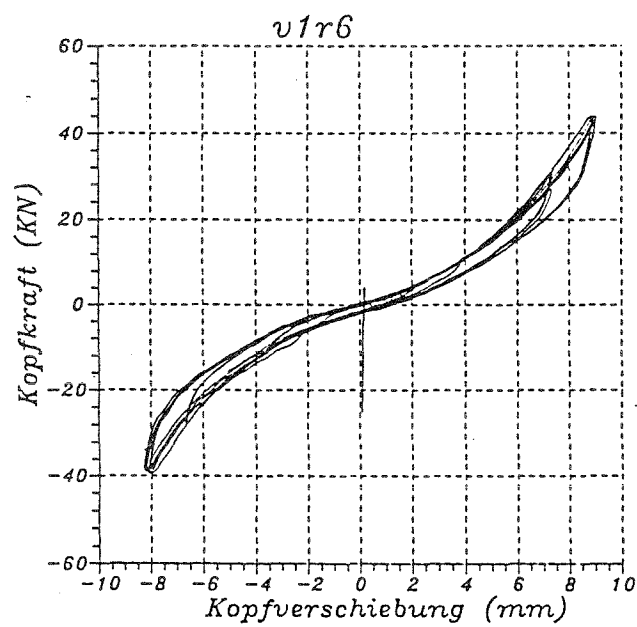


Abbildung 13: Hysterese des Versuchslaufs v1r6

öffneten und schlossen sich lediglich die bereits vorhandenen Risse im Rahmen und im Mauerwerk. Nach Überschreiten von 10mm Kopfauslenkung traten neue Risse entlang den Rahmenstielen auf und in den Knotenpunkten Riegel/Stiele liefen die Risse diagonal weiter. In der Druckzone der oberen Rahmenecken platzten Betonstücke ab.

In der Ausfachung traten jetzt weitere vertikale Risse, ausgehend von den Stoßfugen in den Lagerfugen auf, bis sich schließlich im oberen Bereich der Ausfachung die Ansätze eines abgetrept verlaufenden Risses durch die Stoß- und Lagerfugen abzeichneten. Der Riss zeigte sich nur in einer Belastungsrichtung. Es bildete sich also eine erkennbare Druckdiagonale in der Ausfachung aus, die dann den oben beschriebenen Schubriss erzeugte. Dies läßt erkennen, daß die Normalspannung in den Lagerfugen im Verhältnis zur Steinzugfestigkeit gering war.

Die Kopfkraft-Kopfverschiebungs-Hysterese zeigt Abbildung 15. Der Versuchskörper erreichte bei einer Kopfauslenkung von 19mm eine Traglast von 80KN .

Versuchsläufe v1r8

Im achten Versuchslauf, der bis 50mm maximaler Verformungsamplitude gefahren wurde, vergrößerten sich die Risse in allen Bereichen des Rahmens. Die Druckzonen begannen zum Ende des Laufes bei etwa 40mm Kopfauslenkung zu versagen. Diese Zonen waren aufgrund der zyklischen Belastung durch Biegezugrisse schon vorgeschädigt. Im Bereich der Rahmenknoten platzten dort, wo sich die diagonal im Knoten verlaufenden Risse kreuzten, Teile der Betondeckung ab. Es entstanden also zunehmend plastische Gelenke an diesen Stellen.

Die vertikale Fuge zwischen Rahmen und Mauerwerk wurde zunehmend zerstört und fiel an den oberen zwei Steinreihen heraus. Die horizontal verlaufende Fuge (Fuge über der obersten Steinreihe) zwischen Rahmen und Ausfachung zeigte dagegen geringe Schädigungen.

Der zunächst nur angedeutete Diagonalriss durch das Mauerwerk - entlang

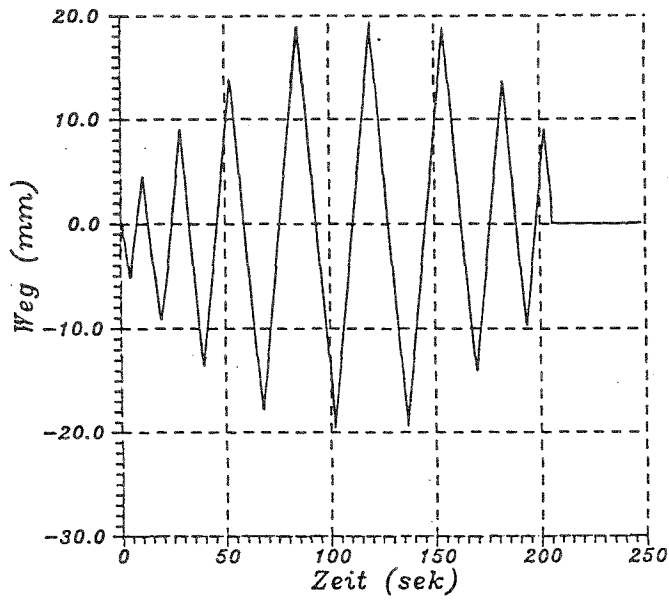


Abbildung 14: Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r7

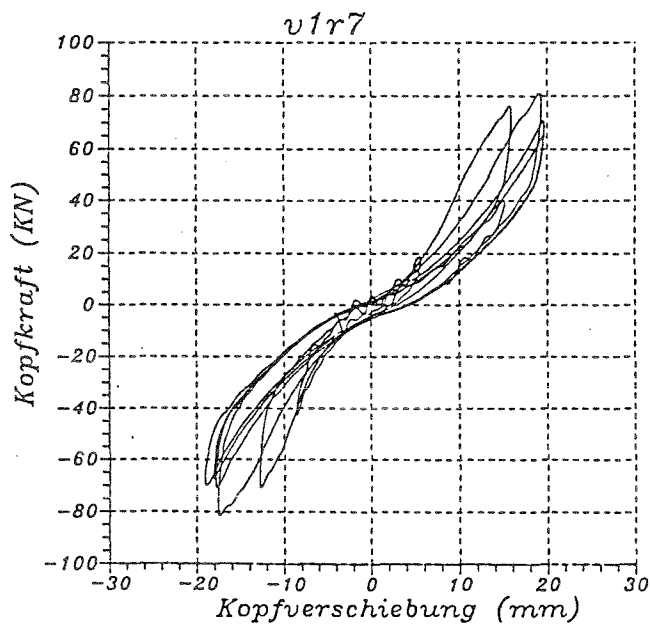


Abbildung 15: Hysterese des Versuchslaufs v1r7

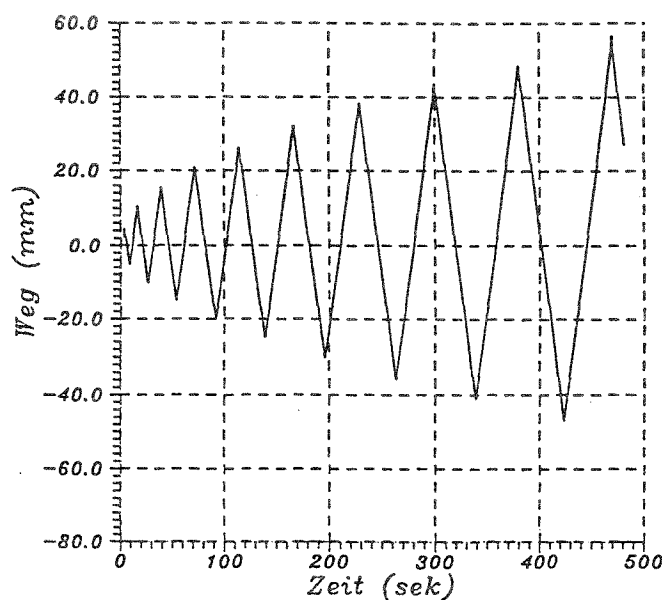


Abbildung 16: Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r8

der Stoß- und Lagerfugen - bildete sich jetzt deutlich erkennbar aus und trat in beiden Belastungsrichtungen auf. Die Diagonalrisse im Mauerwerk kreuzten sich in der Mitte der Ausfachung. Die Steine glitten in den gerissenen Lagerfugen. Jeweils ein Stein in der oberen und unteren Ecke der Ausfachung riß vertikal.

Die Traglast wird in diesem Lauf noch einmal bei einer größeren Kopfverschiebung (30mm) erreicht. Die Last fällt dann in den weiteren Zyklen ab. Die Energiedissipation ist im Vergleich zum siebten Lauf - in dem sich der abgetreppte Riss im Mauerwerk noch nicht vollständig ausgebildet - größer, da jetzt mehr Energie durch das Gleiten der Steine in den Lagerfugen dissipiert wurde.

Versuchsläufe v1r9

Obwohl der Versuchskörper im achten Lauf bereits über die Traglast hinaus belastet war, wurde er noch einmal getestet, um Aussagen zur Duktilität des

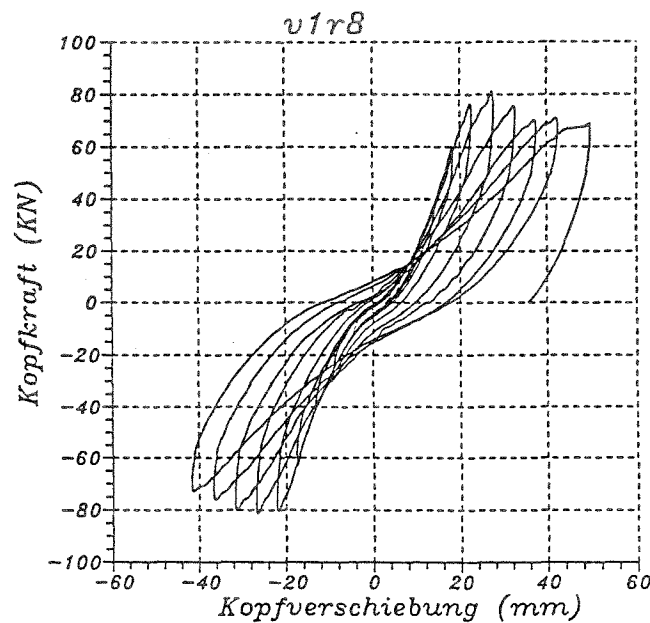


Abbildung 17: Hysterese des Versuchslaufs v1r8

ausgefachten Rahmens machen zu können. Deshalb wurde der Körper nun bis zum endgültigen Versagen belastet. Die maximale Kopfverschiebung kann aus der gesteuerten Weg-Zeit-Kurve (Abbildung 18) abgelesen werden.

Die bereits geschädigten Druckzonen an den Rahmenknoten und den Stielenden wurden zunehmend zerstört. Dabei verkeilten sich bereits herausgebrochene Betonteile in der Betondruckzone an den Stielen, wodurch noch Tragfähigkeit mobilisiert wurde, obwohl die Druckzone bereits zerstört war.

Die vertikale Fuge zwischen Rahmen und Mauerwerk wurde völlig zerstört und fiel heraus. Dadurch konnte sich die Druckdiagonale in der Ausfachtung erst bei großen Kopfverschiebungen ($\approx 50\text{mm}$) ausbilden, die dann aber in den abgetrepten diagonal durch die Stoß- und Lagerfugern verlaufenden Rissen erkennbar war. Die Risse in den Stoßfugen öffneten sich klaffend bis $\approx 10\text{mm}$. Dies zeigt klar das Gleiten in den Lagerfugen. Bevor die Diagonalrisse auftraten, glitten ganze Steinreihen in den Lagerfugen, bis die einzelnen Steinreihen treppenförmig versetzt übereinanderlagen.

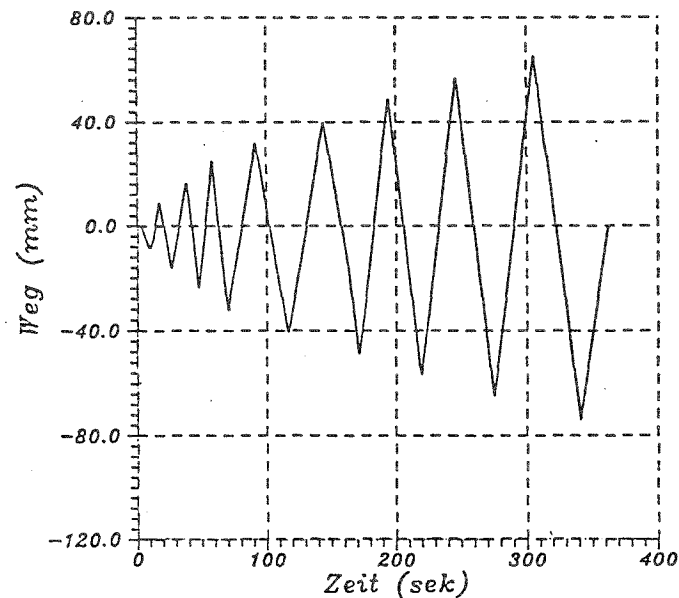


Abbildung 18: Gesteuerter Weg-Zeit-Verlauf für Versuchslauf r9

Nachdem die Betondruckzone vollständig herausgebrochen war, wurde der Versuch beendet.

Das Meßergebnis des neunten Versuchslaufes ist in Abbildung 19 dargestellt. Danach nimmt die Energiedissipation bei abfallender Steifigkeit im Vergleich zum achten Lauf deutlich zu. Die Duktilität des ausgefachten Rahmens ist entsprechend der Versagensart von der Duktilität des Rahmens abhängig, da sich dort an den Enden der Stiele plastische Gelenke ausbildeten. Dazu wird bei den weiteren Versuchen noch mehr gesagt werden.

In Abbildungen 20 ist das Versuchsergebnis des Rahmens mit Ausfachung zusammenfassend dargestellt. Das Reißbild im Bruchzustand ist in Abbildung 21 zu sehen.

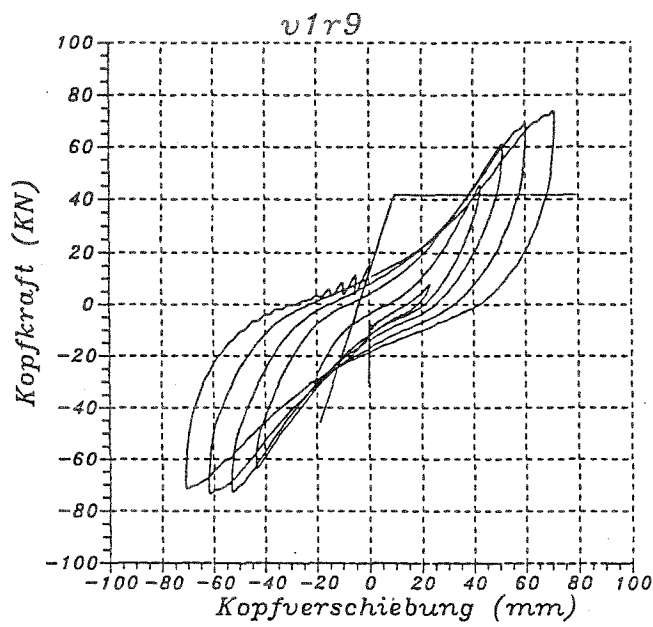


Abbildung 19: Hysterese des Versuchslaufs v1r9

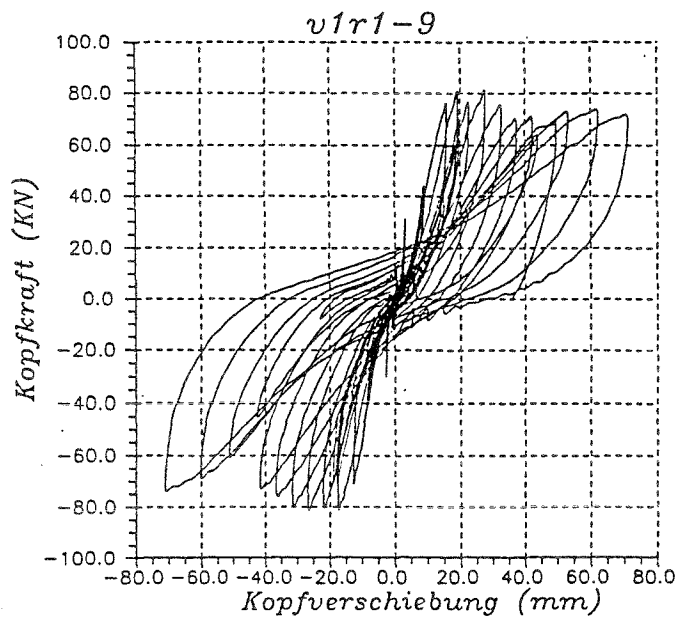


Abbildung 20: Hysterese der Versuchsläufe v1r1-v1r9

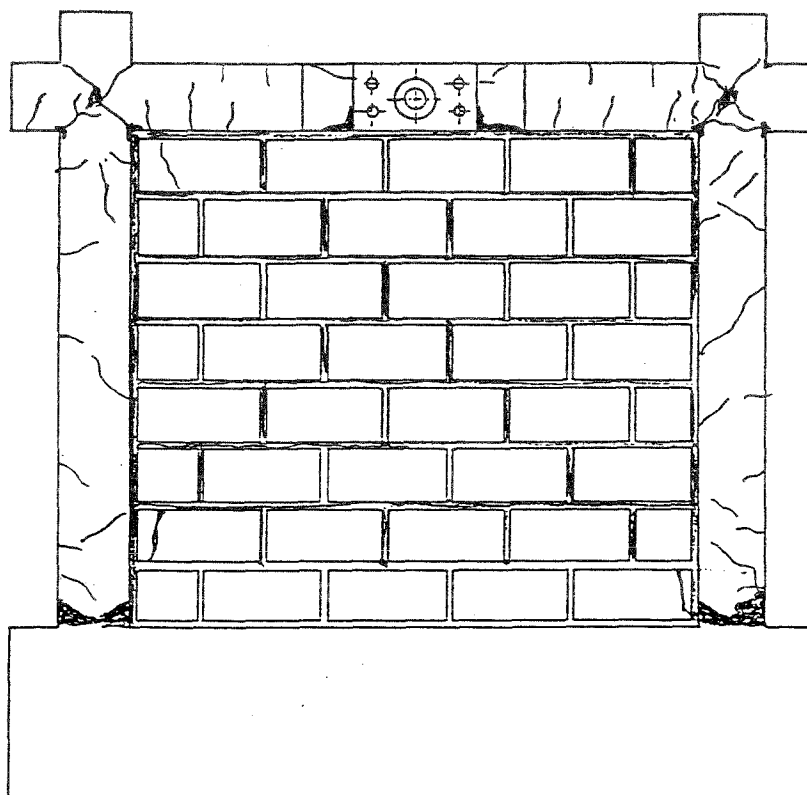


Abbildung 21: Endgültiges Rißbild des ersten Versuchskörpers

4.8.2 Versuch v2: Stahlbetonrahmen ohne Ausfachung

Um einen direkten Vergleich mit den Ergebnissen des ersten Versuches zu gewährleisten, wurden beim Testen des Rahmens ohne Ausfachung die gleichen Weg-Zeit-Verläufe wie zuvor in neun Versuchsläufen gesteuert.

Versuchsläufe v2r1 und v2r2

Während der ersten beiden Läufe verhielt sich der Versuchskörper quasi elastisch (vgl. Abbildungen 22,22). Lediglich feine Risse in den Rahmenecken an der Innenseite waren zu beobachten. Die Risse waren dem Augenschein nach kleiner als die entsprechenden Risse bei der gleichen Verformung des Rahmens mit Ausfachung. Die Risse traten bei $\approx 0,4\text{mm}$ Kopfverschiebung auf.

Versuchsläufe v2r3 und v2r4

Die Hysteresen der beiden Läufe sind in den Abbildungen 24 und 25 gezeigt. Entsprechend der neu aufgetretenen Risse an den Enden der Rahmenstiele fiel die Steifigkeit des Stahlbetonrahmens zunehmend ab. In den Primärzyklen wurde durch das Aufgehen der Risse Energie dissipiert, was in den Sekundärzyklen kaum noch der Fall ist. Das wird besonders im Vergleich zur Hysterese des vierten Laufes deutlich, bei dem praktisch nur noch Sekundärzyklen gefahren wurden.

Versuchsläufe v2r5 und v2r6

Das Verhalten des Versuchsrahmens ist mit dem der vorangegangenen Läufe v2r3 und v2r4 vergleichbar. In den Primärzyklen wurde durch neu aufgehende Risse weiter Energie über die gesamte Höhe der Stiele und im Riegel dissipiert. Die Steifigkeit nimmt mit wachsender Verformungsamplitude ab. Die Hysterese des *Sekundärlaufes* v2r6 ist stabil und gleicht den Sekundärzyklen aus Lauf v2r5.

Versuchslauf v2r7

In dem Lauf mit 20mm maximaler Kopfverschiebung klaffen bereits die Risse in den auf Zug beanspruchten Ecken der Rahmenknoten und Stielenden. In

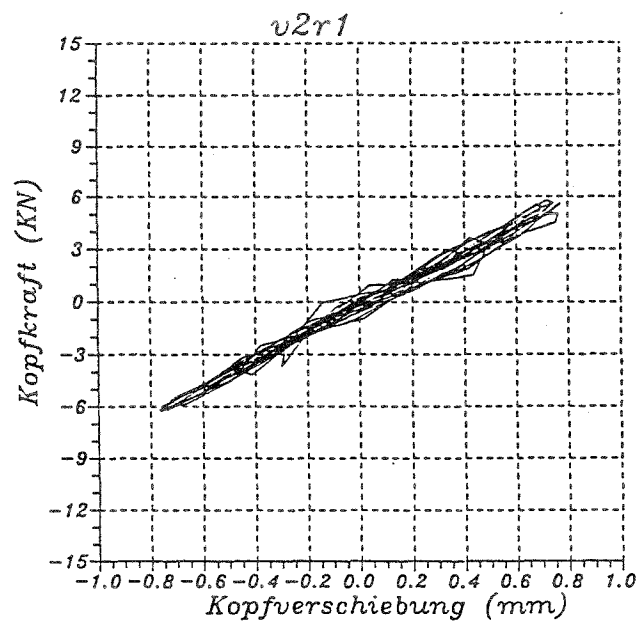


Abbildung 22: Hysterese des Versuchslaufs v2r1

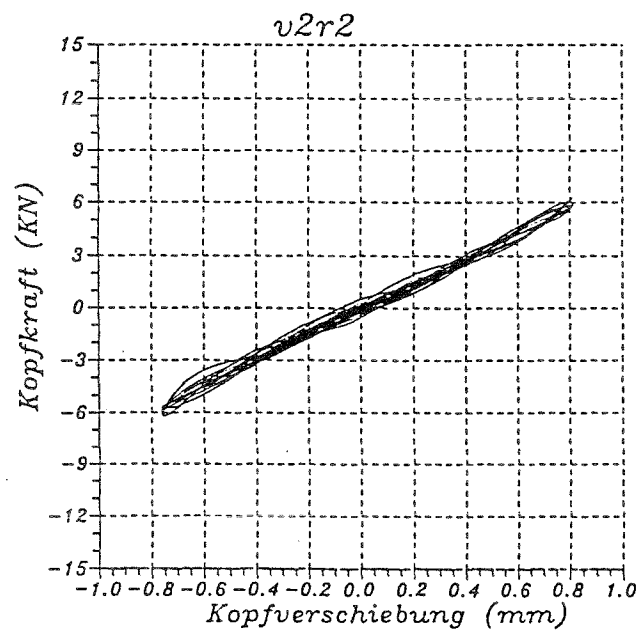


Abbildung 23: Hysterese des Versuchslaufs v2r2

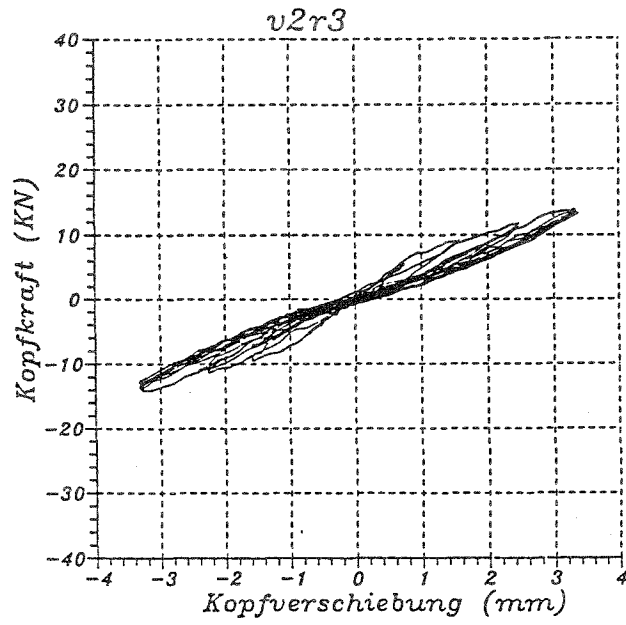


Abbildung 24: Hysterese des Versuchslaufs v2r3

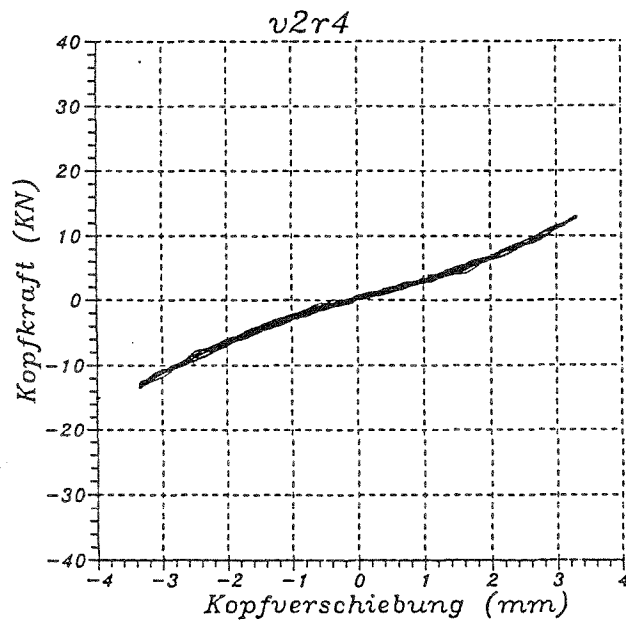


Abbildung 25: Hysterese des Versuchslaufs v2r4

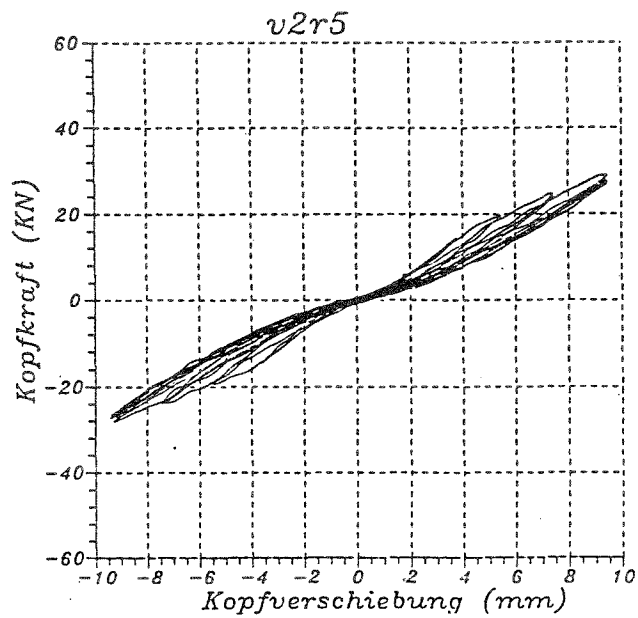


Abbildung 26: Hysterese des Versuchslaufs v2r5

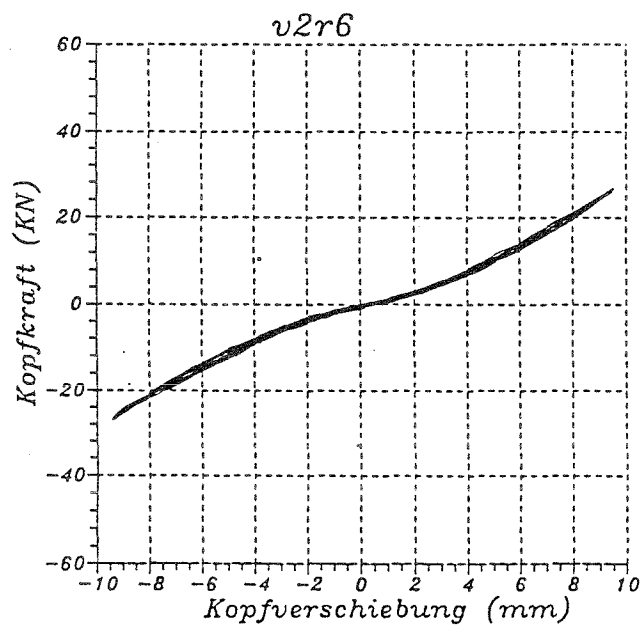


Abbildung 27: Hysterese des Versuchslaufs v2r6

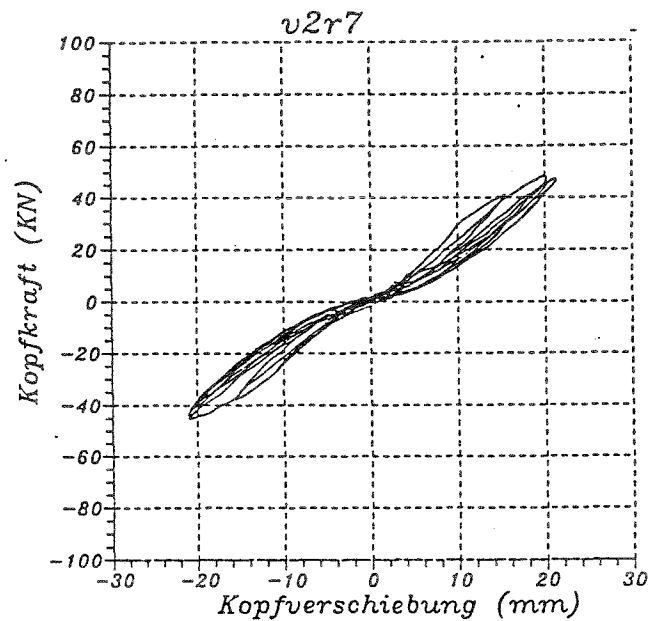


Abbildung 28: Hysterese des Versuchslaufs v2r7

den Druckzonen in den Ecken und an den Stielenden platzten kleine Teile des Betons ab. Vermehrt treten jetzt Risse im oberen Teil der Stiele an den Innen- und Außenseiten auf. Das hysteretische Verhalten (s. Abbildung 28) entspricht dem oben geschilderten aus Lauf v2r3 bzw. v2r5.

Versuchsläufe v2r8 und v2r9

Im Verlauf des achten Versuchsdurchgangs wurden die erwähnten Druckzonen weiter geschädigt und versagten schließlich völlig im letzten Lauf. Das Reißbild im Versagenszustand stellt Abbildung 30 dar. Das gesamte Versuchsergebnis wird mit Abbildung 29 veranschaulicht. Das Ergebnis wird bei dem Vergleich der drei durchgeführten Versuche noch diskutiert werden.

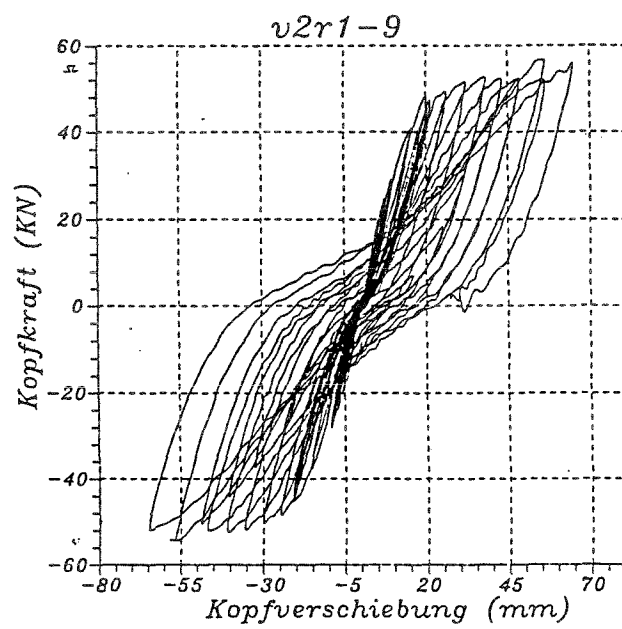


Abbildung 29: Hysteresen der Versuchsläufe v2r1-v2r9

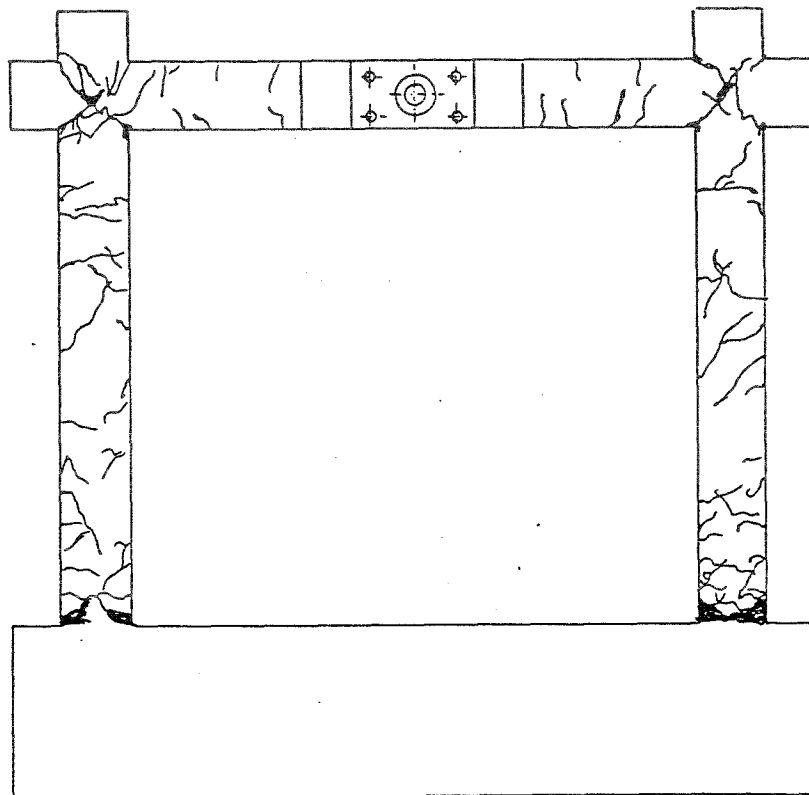


Abbildung 30: Endgültiges Rißbild des zweiten Versuchskörpers

4.8.3 Versuch v3: Stahlbetonrahmen mit Ausfachung

Der dritte Stahlbetonrahmen wurde mit dem gleichen Steinmaterial wie im ersten Versuch ausgefacht. Die Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung wurde jedoch wie bereits erwähnt an den Seiten und über der obersten Steinreihe mit 12mm dicken Styroporsteifen abgestellt. Im Weiteren soll der Kürze halber der ausgefachte Rahmen von Versuch v1 als *steif ausgefachter Rahmen* und der Rahmen dieses Versuchs als *weich ausgefachter Rahmen* bezeichnet werden.

Es wurden wieder die gleichen Versuchsläufe wie in den ersten beiden Versuchen gefahren.

Versuchsläufe v3r1 und v3r2

Aufgrund des Styropors zwischen Rahmen und Ausfachung konnte sich der Rahmen in den ersten beiden Läufen praktisch frei verformen. Wie erwartet kam die aussteifende Wirkung noch nicht zum tragen. Demzufolge wies die Ausfachung auch noch keine Risse auf. Das Rißbild, die Anfangssteifigkeit und die Hysteresen sind daher direkt mit den entsprechenden des bloßen Stahlbetonrahmens aus Versuch v2 vergleichbar. Ein Vergleich der Hysteresen in den Abbildungen 22,23 und 31, 32 zeigt, daß sich beide Versuchskörper fast gleich verhalten.

Versuchsläufe v3r3 und v3r4

Auch während der folgenden beiden Läufe mit 4mm Maximalamplitude verformte sich der Rahmen nahezu frei. Ein Anwachsen der Risse in den Ecken der Rahmenknoten trat auf. Die Styroporplatten wurden im Laufe des Versuchs plastisch zusammengedrückt, sodaß ihre Dicke nach den Läufen nur noch etwa 10mm betrug. Die Ausfachung wies keine erkennbaren Risse auf. Eine aussteifende Wirkung durch die Ausfachung konnte anhand der aufgezeichneten Hysterese (s. Abbildungen 33, 34) nicht festgestellt werden. Energie wurde nur in den Primärzyklen des Laufes v3r3 dissipiert. Die Steifigkeit nimmt in diesen Zyklen mit wachsender Kopfverschiebung ab.

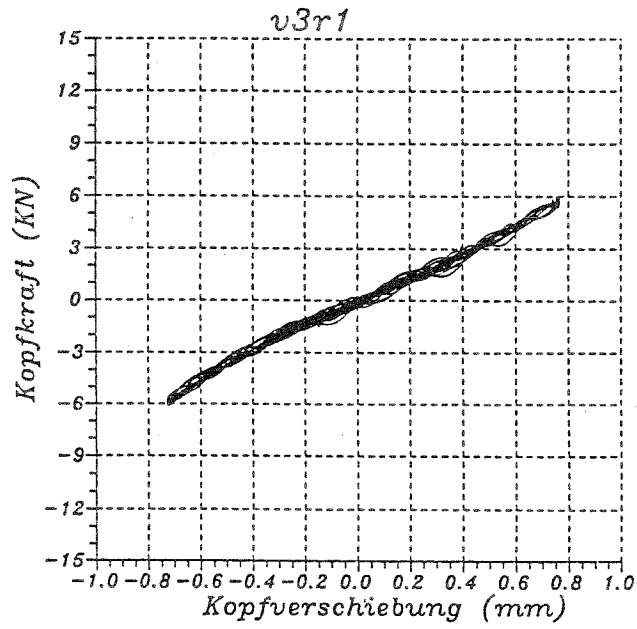


Abbildung 31: Hysterese des Versuchslaufs v3r1

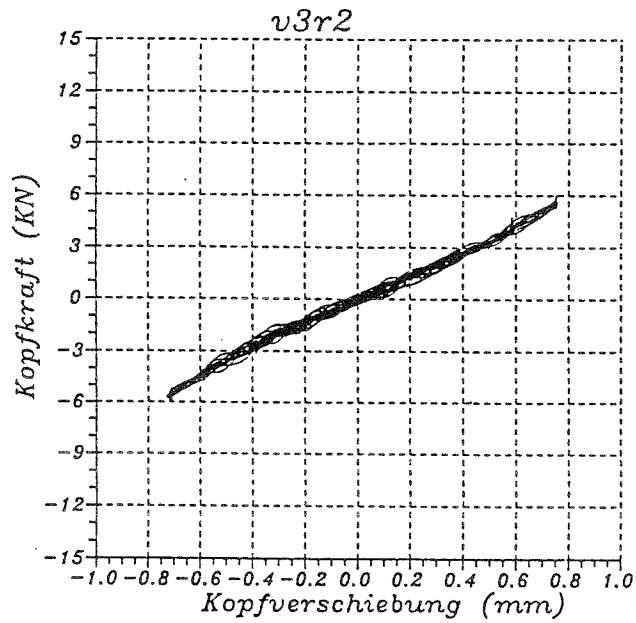


Abbildung 32: Hysterese des Versuchslaufs v3r2

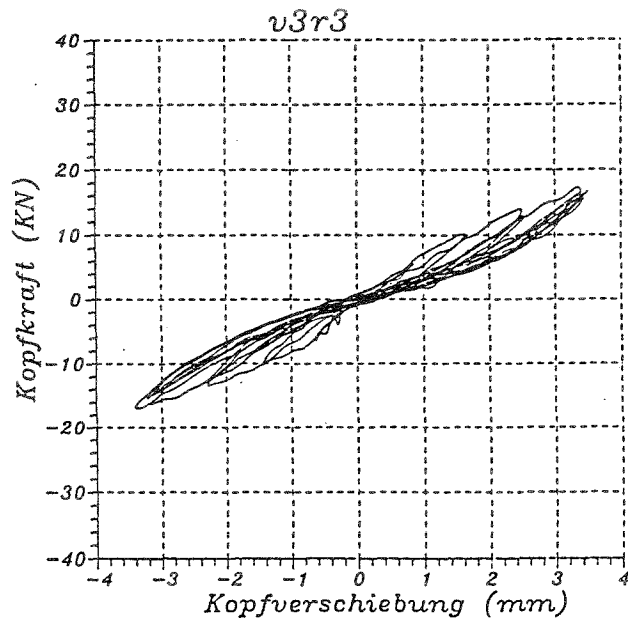


Abbildung 33: Hysterese des Versuchslaufs v3r3

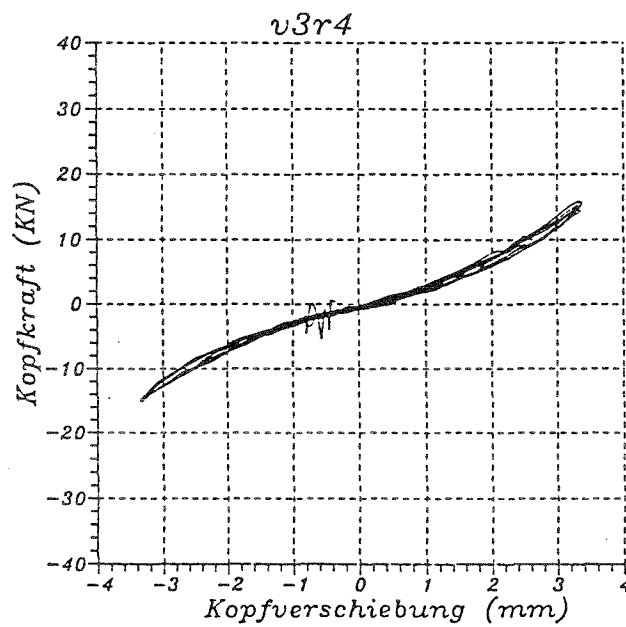


Abbildung 34: Hysterese des Versuchslaufs v3r4

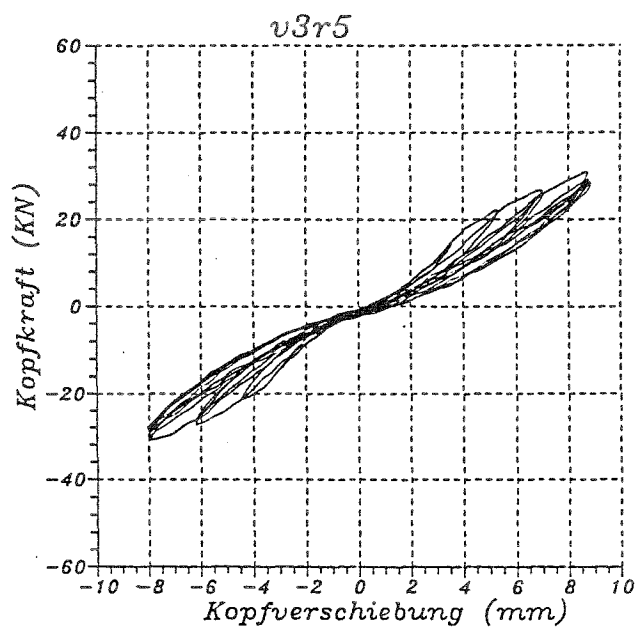


Abbildung 35: Hysterese des Versuchslaufs v3r5

Versuchsläufe v3r5 und v3r6

Die Läufe fünf und sechs wurden hier zusammengefaßt. Während des Testens öffneten sich neue Risse in den Rahmenstielen sowohl im oberen wie im unteren Bereich. Im Riegel zeigten sich auch neue Risse an der Riegelunterseite. Die Styroporplatten wurden weiter plastisch zusammengedrückt bis etwa auf 10mm Dicke. An der Ausfachung konnten im Verlauf des Tests keine Risse beobachtet werden.

Der Rahmen wurde in dieser Versuchsphase noch nicht deutlich durch die Ausfachung ausgesteift. Das Tragverhalten zeigt sich auch an der gemessenen Hysterese (s. Abbildung 35) dieses Versuchslaufes. Die Steifigkeit nimmt bei größeren Kopfverformungen nicht zu, wie dies zu erwarten wäre, wenn sich die Ausfachung bereits an der Lastabtragung beteiligen würde.

Versuchslauf v3r7

Zum bisherigen Rißbild des Rahmens traten weitere Risse in den Stielen auf. Die schon vorhandenen öffneten sich weiter. In der Ausfachung öffnete sich am Ende des Versuchsdurchgangs bei $\approx 18\text{mm}$ Kopfverschiebung ein abgetrept verlaufender Schubriss durch die Stoß- und Lagerfugen der Mauerwerksausfachung entlang der Diagonalen. Der Riss begann in den oberen Rahmenecken, lief jedoch sichtbar nur bis in die Mitte der Ausfachung. Hier beteiligte sich die Ausfachung an der Lastabtragung. Die Styroporfuge war nun soweit zusammengedrückt, daß entlang der Rahmenstiele im oberen Bereich die Ausfachung horizontal auf Schub beansprucht wurde. Die vertikal durch die Verdrehung des Rahmenknotens geweckten Druckkräfte auf die Ausfachung reichten aber offensichtlich nicht aus, den diagonalen Schubriß zu verhindern.

Versuchslauf v3r8

Bei dem achten Lauf mit der größten Kopfverschiebung von 50mm platzten nach Überschreitung der Kopfverschiebung von 20mm in den druckbeanspruchten Ecken der Rahmenknoten Betonstücke ab. In der Mitte der Rahmenknoten, wo sich die von den Ecken ausgehenden Risse kreuzten, platzte die Betondeckung ab. An den Stielenden am Fundament öffneten sich die vorhandenen Biegezugrisse klaffend. In der Folge begann dann, nachdem sich die Risse bei geänderter Belastungsrichtung wieder schlossen, die vorgeschädigte Druckzone zu versagen.

Der im siebten Lauf aufgetretene Schubriss in der Ausfachung bildete sich weiter aus und lief nun diagonal durch die gesamte Ausfachung. Die Risse in den Stoßfugen klafften zum Ende des Versuchlaufes bis etwa 10mm und der Mörtel in den Fugen wurde zunehmend zerstört. Kurz vor Ende des Versuchs glitten die Steine in den Lagerfugen, bis sich schließlich der Diagonalriss wieder klaffend öffnete. Die Steine in den unteren Ecken der Ausfachung rissen dort, wo der abgetrepte Diagonalriss endete.

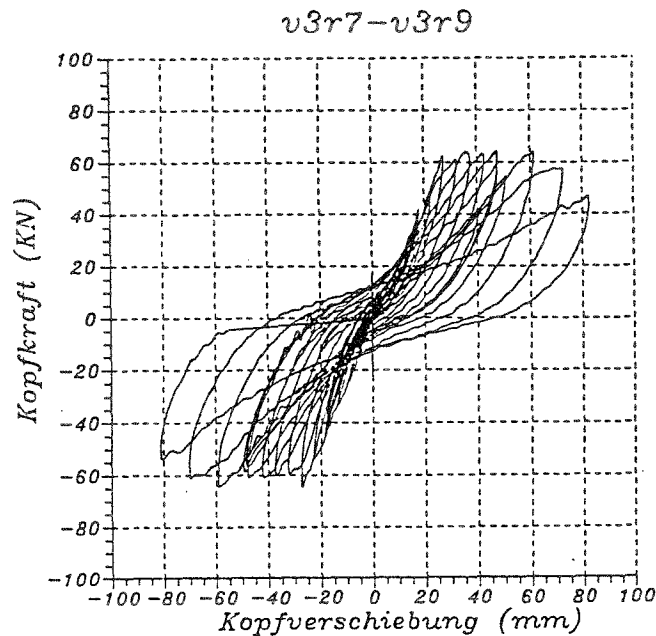


Abbildung 36: Hysteresen der Versuchsläufe v3r7-v3r9

Versuchslauf v3r9

Der Versuchskörper wurde nun wie in den vorangegangenen Versuchen zyklisch belastet, bis er durch die völlige Zerstörung der Druckzonen an den Stielenden versagte. Die Ausfachung verformte sich wieder plastisch um mehrere mm durch Gleiten einzelner Mauerwerksteile entlang der Lagerfugen.

Die Hysteresen der drei letzten Versuchsläufe sind in Abbildung 36 zusammengefaßt. Klar ist der tragfähigkeitssteigernde Einfluß der Ausfachung im Ansteigen der Steifigkeit nach dem Schlupf durch das Schließen der Fuge Rahmen/Ausfachung zu erkennen. Durch die hohe plastische Verformbarkeit der Ausfachung bei nur gering abfallender Schubtragfähigkeit ist der Abfall der Tragfähigkeit nach Überschreiten der Kopfverschiebung von $60mm$ im Wesentlichen dem Versagen der Betondruckzonen zuzuschreiben.

Das endgültige Rißbild für den Versuch v3 zeigt Abbildung 37.

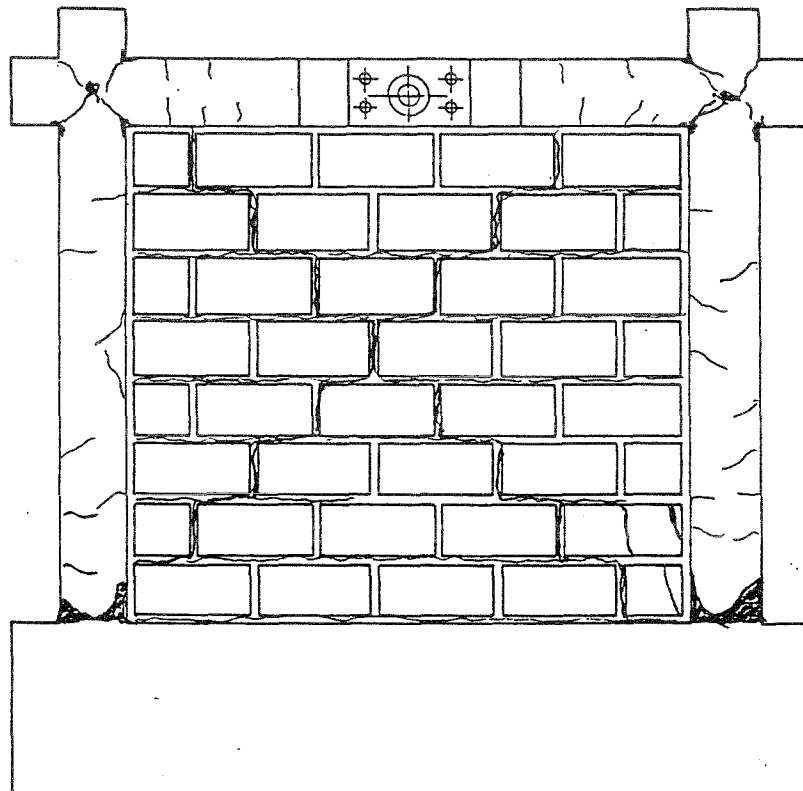


Abbildung 37: Endgültiges Rißbild des dritten Versuchskörpers

4.8.4 Zusammenfassung und Vergleich der Versuchsergebnisse

Im Folgenden sollen einige vergleichende Aussagen zu den drei oben beschriebenen Versuchen hinsichtlich Rißbildung, Tragverhalten, Steifigkeit und Duktilität gemacht werden.

Rißbildung Der Vergleich der oben in den Abbildungen 21, 30 und 37 dargestellten Rißbilder zeigt, daß sich die Risse in den ausgefachten Stahlbetonrahmen ähnlich wie in dem nicht ausgefachten verteilen, wenn auch die einzelnen Risse verschieden stark entwickelt sind und sich in verschiedenen Versuchsphasen bildeten. Dies hängt unmittelbar mit der Tragwirkung der Ausfachung zusammen, die wie oben beschrieben bei großer plastischer Verformbarkeit durch das Gleiten der Steine in den Lagerfugen eine duktile Verformbarkeit des Rahmens zuließ. Bei allen drei Versuchskörpern ist die Druckzone der Stiele am Anschluß an das Fundament zerstört.

Das Rißbild der Ausfachung von Versuch v1 läßt erkennen, daß praktisch alle Lagerfugen gerissen waren und während des Versuchs glitten, wobei sich die Stoßfugen bei großen Verformungen im Wesentlichen entlang der Diagonalen öffneten. Im Vergleich dazu sind die Lagerfugen bei Versuch v3 nicht überall entlang der ganzen Ausfachungsbreite gerissen, sondern orientieren sich mehr entsprechend den abgetrept verlaufenden Schubrissen. Die Stoßfugen sind dagegen unregelmäßiger über die Ausfachung verteilt gerissen.

Tragverhalten Die Traglast des *steif* ausgefachten Rahmens liegt mit 82KN (vgl. Abbildung 38) 1,5 mal über dem unausgefachten Rahmen mit 56KN Traglast und etwa 1,25 mal über dem *weich* ausgefachten Rahmen mit 65KN Traglast. Wie zu erwarten war, erhöht die Ausfachung die Tragfähigkeit von Stahlbetonrahmen deutlich. Die Tragfähigkeit wird noch dadurch gesteigert werden, wenn die Rahmen zusätzlich mit Vertikalkräften belastet sind. Die Ausbildung der Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung hat auf die Erhöhung der Tragfähigkeit direkten Einfluß, da bei der voll vermörtelten Fuge sofort Kräfte vom Rahmen auf das Mauerwerk übertragen werden und so die Tragfähigkeit der Ausfachung von Anfang an aktiviert wird. Ist die Fuge wie im dritten Versuch mit einem relativ weichen Material ausgefüllt, werden bei kleinen Verformungen praktisch keine Kräfte auf die Aus-

fachung ausgeübt. Der Rahmen verformt sich wie der ohne Ausfachung. Erst bei größeren Verformungen beteiligt sich die Ausfachung an der Lastabtragung. Das Tragverhalten der Ausfachung hängt dabei wesentlich von der auf sie ausgeübten Belastung ab. Der Rahmen belastet die Ausfachungen über Druckkontakt in den Rahmenecken und am Fuß der Stiele horizontal und vertikal. Die Kontaktlängen und der sich dadurch ausbildende Spannungszustand in der Ausfachung hängen wesentlich von der Behinderung der horizontalen Verschiebung des Rahmens und der Verdrehungsbehinderung der Rahmenknoten durch die Ausfachung ab. Durch die horizontalen Verformungsbehinderungen werden horizontale Kräfte auf die Ausfachung übertragen und durch die Knotenverdrehung vertikale Kräfte. Hinzu kommen noch Schubkräfte in den Kontaktfugen. Dementsprechend liegt die Tragfähigkeit des Rahmens mit der *steif* ausgeführten Ausfachung deutlich über dem des *weich* ausgefachten Rahmens.

Die aktivierbare Tragfähigkeit der Mauerwerksausfachung hängt wesentlich davon ab, daß vertikale Druckkräfte auf das Mauerwerk wirken. Solche Kräfte werden durch die Verdrehung der Rahmenknoten auf die Ausfachung ausgeübt. Die Behinderung der Knotenverdrehung war bei dem *steif* ausgefachten Rahmen deutlich größer als bei dem *weich* ausgefachten und damit auch die vertikalen Druckkräfte auf die Ausfachung.

Steifigkeit Die oben erwähnte unterschiedliche Verformungsbehinderung durch die Ausfachung macht sich unmittelbar in den Steifigkeiten der Versuchskörper bemerkbar. Die Anfangssteifigkeit des *steif* ausgefachten Rahmens liegt ca. 3,65 mal über dem ohne Ausfachung. Die Anfangssteifigkeit des *weich* ausgefachten Rahmens ist gleich der des nicht ausgefachten. Während der zyklischen Belastung lassen sich in den Läufen mit größeren Kopfverschiebungen im Nulldurchgang gleiche Steifigkeiten für alle drei Versuchskörper feststellen, da dann die Ausfachung durch die noch offene Fuge Rahmen/Mauerwerk nicht mitwirkt. Kommt die Ausfachung mit dem Stahlbetonrahmen wieder in Kontakt, steigt die Steifigkeit wieder an.

Bei dem Vergleich der Rißbilder wurde bereits angedeutet, daß sich die Versuchskörper etwa gleich duktil verhalten. Dieses Verhalten liegt letztlich an dem Entstehen der plastischen Gelenke an den unteren Enden der Rahmen-

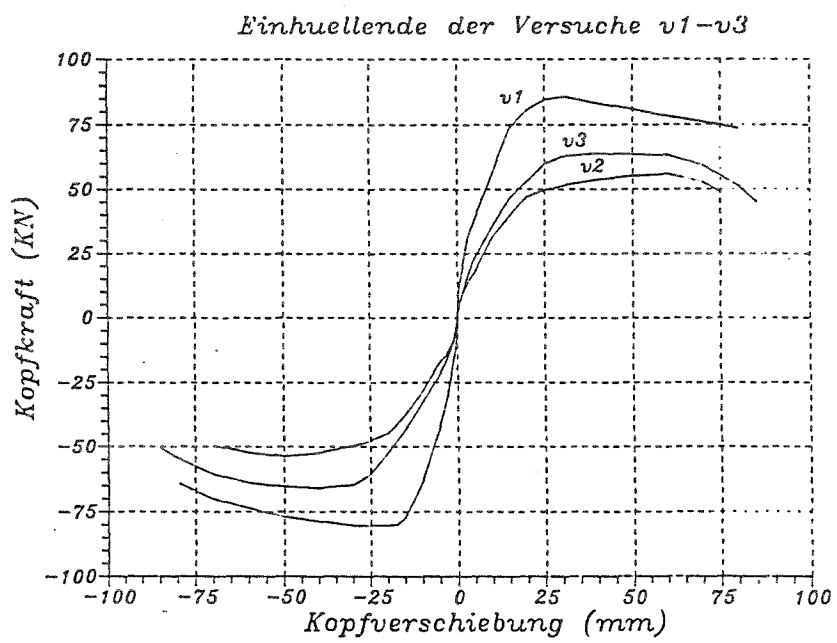


Abbildung 38: Einhüllende der Kopfkraft-Kopfverschiebungs-Hystersen der drei Versuche

stiele und in den Rahmenknoten. Daß sich diese zum Versagen führenden plastischen Gelenke in allen drei Versuchskörpern gleich ausbildeten, hängt mit den nicht vorhandenen vertikalen Lasten zusammen. Durch Vertikalkräfte werden die Ausfachungen stärker in ihrer Tragfähigkeit aktiviert. Es können dann andere Versagensmechanismen auftreten, wodurch die Duktilität des ausgefachten Rahmens beeinflusst wird. Dazu wird bei der Nachrechnung in Kapitel 5 noch mehr gesagt werden.

Die Versuchsergebnisse sind abschließend in den Tabellen 10, 11 noch einmal zusammengefaßt.

Lauf		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Rahmen ohne Ausfachung	max. Horizontallast [kN]	5,6	6,0	14	13	30	30	46	52	56
	zugehörige Verschiebung [mm]	0,7	0,8	3,2	3,3	9,4	9,4	20	37	57
Rahmen weich ausgefacht	max. Horizontallast [kN]	5,8	5,8	17	15	30	—	41	64	64
	zugehörige Verschiebung [mm]	0,75	0,75	3,3	3,3	8,7	—	18	28	60
Rahmen steif ausgefacht	max. Horizontallast [kN]	12	11	—	31	—	44	82	81	75
	zugehörige Verschiebung [mm]	0,5	0,58	—	3,2	—	9	19	27	70

Tabelle 10: Ergebnisse aus den verschiedenen Versuchsläufen

	Bezogene Anfangssteifigkeit	Bezogene Traglast
Rahmen ohne Ausfachung	1,0	1,0
weich ausgefachter Rahmen	1,0	1,25
steif ausgefachter Rahmen	3,65	1,5

Tabelle 11: Vergleich der Traglast und Steifigkeit der Versuchskörper

Im Vergleich mit den vorab ermittelten Traglasten, wie sie in Tabelle 3.3 zusammengefaßt wurden, überschätzen alle verschiedenen Berechnungsansätze das entsprechende Versuchsergebnis für den ausgefachten Rahmen mit vermörtelter Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung. Der ermittelte Wert nach den Ansätzen von Stafford Smith bezieht sich nur auf das diagonale Schubversagen der Ausfachung. Die Tragfähigkeit des Rahmens ist darin nicht berücksichtigt.

5 Rechenmodelle

5.1 Allgemeines

Ziel des Forschungsvorhabens ist es, ein einfaches Ingenieurmodell für die Ausfachung zu formulieren. Dieses Modell muß geeignet sein, den Einfluß von Ausfachungen bei der Berechnung von Rahmentragwerken zu berücksichtigen und damit zu realistischeren Tragwerksanalysen zu gelangen.

Zur Ableitung des Ingenieurmodells wurde der Weg über die Berechnung mit der Finite-Element-Methode gewählt. Bereits mehrere Forscher haben diese Methode bei der linearen und nichtlinearen Berechnung ausgefachter Rahmen eingesetzt [45],[44],[46] u.A.. Die meisten Berechnungen behandeln dabei mit Mauerwerk ausgefachte Stahlrahmen, sodaß sich die physikalische Nichtlinearität *nur* noch auf das Mauerwerk bezieht, da sich die Stahlrahmen im allgemeinen bis zum Versagen des Mauerwerks linear verhalten. Die nichtlineare Modellierung des Mauerwerks stellt sich als besonders schwierig heraus, da die Liste der Einflußparameter groß ist. Dementsprechend sind bei der Modellierung des Mauerwerks die Versuchsergebnisse aus Abschnitt 4 von besonderem Interesse. Für die nichtlineare Modellierung des Stahlbetonrahmens werden bekannte Formulierungen für die Werkstoffe Beton und Stahl verwendet.

Mit der FE-Methode wird versucht, den Rahmen, die Bewehrung, sowie das Mauerwerk im Detail abzubilden. Die Nachrechnung der im vorigen Kapitel vorgestellten Versuche soll insbesondere die verwendeten Materialmodelle für die verschiedenen Baustoffe verifizieren. Daran schließen sich dann Parameterstudien an. Mit den daraus gewonnenen Ergebnissen wird ein einfaches Ingenieurmodell vorgestellt und das Ersatzmodell anhand von Vergleichsrechnungen getestet.

Das hier verwendete Rechenprogramm SNAP [28] wurde am Institut für Massivbau der TH Darmstadt zur allgemeinen Analyse linearer und nichtlinearer statischer und dynamischer Strukturen entwickelt. Das Programm zeichnet sich durch seine Flexibilität beim Einbau neuer Elemente und insbesondere neuer Materialmodelle aus.

5.2 Modellierung ausgefachter Stahlbetonrahmen mit der FE-Methode

Diskretisierungen

Bei der Diskretisierung der Versuchsrahmen werden verschiedene FE-Netze verwendet, die in den Abbildungen 39, und 40 dargestellt sind.

Zunächst werden die verwendeten Finiten-Elemente für die Diskretisierung des Stahlbetonrahmens und des Mauerwerks vorgestellt.

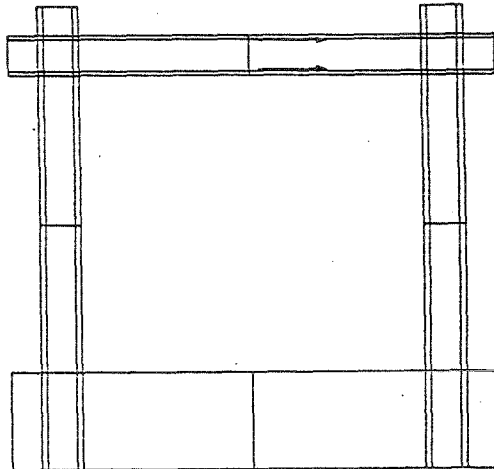


Abbildung 39: Finite-Element-Netz für den nicht ausgefachten Rahmen

Beschreibung der Stahlbetonrahmenmodellierung

Beton-Scheibenelemente Der Beton des Stahlbetonrahmens und des Fundaments wird durch Scheibenelemente abgebildet. Für die Diskretisierungen (Netz 1) werden 12-Knoten-Scheibenelemente verwendet, die kubische Verschiebungsverläufe bzw. parabolische Spannungsverläufe exakt erfassen können. Dadurch kann die Anzahl der Finiten-Elemente in den FE-Netzen stark reduziert werden.

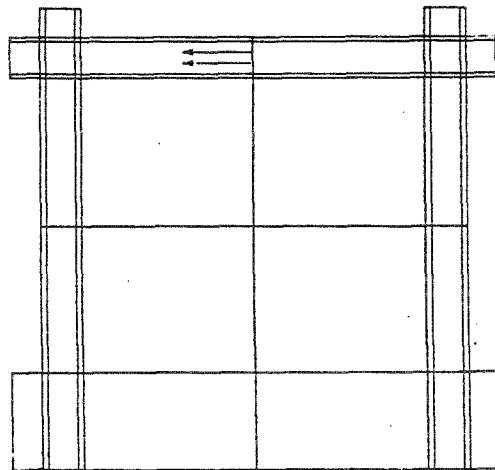


Abbildung 40: Finite-Element-Netz für die ausgefachten Rahmen

Stahl-Scheibenelemente Die Schubbewehrung des Rahmens werden verschmiert mit Scheibenelementen abgebildet. Die Elemente werden (vgl. Abbildung 41) über die Beton-Scheiben-Elemente gelegt und sind mit diesen starr verbunden, d.h. zwischen Stahl und Beton wird idealer Verbund angenommen.

Stahl-Stabelemente Zur diskreten Abbildung der Biegebewehrung werden zu den oben beschriebenen Scheiben-Elementen kompatible isoparametrische Stabelemente eingesetzt. Die Stabelemente können nur Axialkräfte aufnehmen. Eine detaillierte Beschreibung der Elemente findet sich in [29]. Die Biegebewehrung wird bei den ersten Nachrechnungen entsprechend der Schubbewehrung verschmiert modelliert. Die Dicke der Elemente wird dabei so festgelegt, daß sich dieselben Trägheitsmomente wie für die diskre-

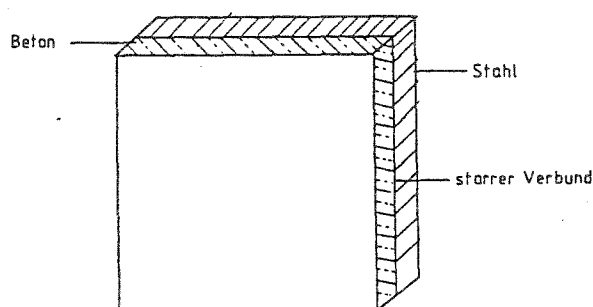


Abbildung 41: Beton- und Stahlelement

ten Stahlstäbe ergeben. Die so modellierten Versuchskörper zeigen jedoch durchweg ein zu steifes Verhalten. Vergleichsrechnungen an Stahlbetonkragarmen zeigten, daß die verschmierte Bewehrung insgesamt später zum Fließen kommt, als bei der diskreten Abbildung mit Stabelementen. Daher wird die Biegebewehrung bei den folgenden Berechnungen diskret mit Stabelementen abgebildet.

Beschreibung der Ausfachungsmodellierung

Ausfachung Das Mauerwerk der Ausfachung wird mit 16-Knoten-Scheibenelementen verschmiert abgebildet (vgl. Netz 2, Abbildung 40). Das Element ist kompatibel zu den 12-Knoten-Elementen, die für die Rahmenmodellierung eingesetzt werden. Die 12-Knoten-Elemente werden lediglich um die vier umliegenden Knoten erweitert (siehe Abbildung 42). Die Verschiebungsansätze für das 16-Knoten-Element sind im Anhang aufgeführt. Die Elemente werden von Rothe [30] bei der nichtlinearen Berechnung von Stahlbetonschubwänden erfolgreich eingesetzt.

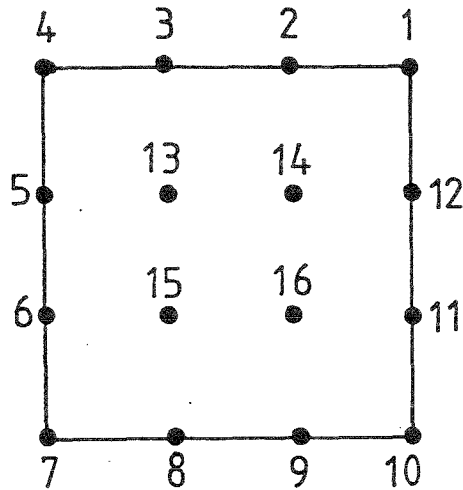


Abbildung 42: 16-Knoten Scheibenelement

Fuge Rahmen/Ausfachung Die Fugen zwischen Rahmen und Ausfachung werden mit sogenannten *Interface*-Elementen abgebildet. Das verwendete Element wurde von Keuser [31] für die Analyse des Verbundes zwischen Stahl und Beton entwickelt. Das Element hat variable Knotenzahlen von 4 - 8 Knoten und verwendet die gleichen Verschiebungsansätze wie die Stab- und Scheiben-Elemente. Es ist daher mit den entsprechenden Stab- bzw. Scheiben-Elementen kompatibel. Das Interface-Element ist ein eindimensionales Element und kann Spannungen in normaler und tangentialer Richtung übertragen. Abbildung 43 zeigt ein solches Element im unverformten und verformten Zustand. Die Spannungen in den Elementen berechnen sich nach der Gleichung

$$\tau_t = K_t \Delta_t \quad (1)$$

$$\tau_n = K_n \Delta_n \quad (2)$$

mit

- τ_t - Tangentialspannung
- K_t - Steifemodul in tangentialer Richtung

- Δ_t - Relativverschiebung in tangentialer Richtung
 τ_n - Normalspannung
 K_n - Steifemodul in normaler Richtung
 Δ_n - Relativverschiebung in normaler Richtung

Auf die verwendeten $\tau - \Delta$ Beziehungen wird im folgenden bei der Beschreibung der Materialmodelle eingegangen.

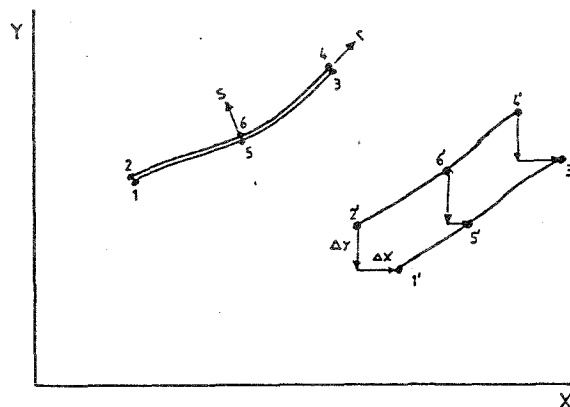


Abbildung 43: Interface-Element im unverformten und verformten Zustand

5.2.1 Materialmodelle

Beton-Materialmodell

Das hier verwendete Materialmodell für den Beton geht auf Darwin/Pecknold [32] zurück und wurde von Rothe in [28] modifiziert und für zyklische Berechnungen weiterentwickelt. Es handelt sich um ein sogenanntes *hypoelastisches* Materialmodell in inkrementeller Form. Das Modell ist biaxial und orthotrop. Die Modifikation gegenüber [32] besteht in der Vernachlässigung des Einflusses der Querdehnung. Dadurch wird eine eindeutige Beziehung

zwischen Dehnungen und Spannungen möglich, ohne auf die Definition von *äquivalenten* Dehnungen angewiesen zu sein, wie sie Darwin/Pecknold bei ihrer Herleitung formulieren. Die folgenden Annahmen werden für die Ableitung des modifizierten Modells getroffen.

1. Der Einfluß der Querdehnung wird vernachlässigt.
2. Dehnungen und Spannungen gehorchen derselben Transformationsbeziehung.
3. Risse im Beton bilden sich nach Überschreiten der Hauptzugspannungen senkrecht zur Hauptrichtung.
4. Das Verhalten des Betons wird durch einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in den Hauptrichtungen beschrieben.

Der ungerissene Beton Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den ungerissenen Beton werden mit den folgenden Gleichungen 3, 4 beschrieben.

$$\Delta \sigma = D \Delta \varepsilon \quad (3)$$

In Matrixform

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_1 \\ \Delta \sigma_2 \\ \Delta \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ 0 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_1 \\ \Delta \varepsilon_2 \\ \Delta \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (4)$$

mit $G = (E_1 + E_2)/4$.

- σ_1 - Hauptspannung in Richtung 1
- σ_2 - Hauptspannung in Richtung 2
- τ_{12} - Schubspannung
- E_1 - E-Modul in Richtung 1
- E_2 - E-Modul in Richtung 2
- G - Schubmodul
- ε_1 - Drehung um Hauptrichtung 1
- ε_2 - Drehung um Hauptrichtung 2
- γ_{12} - Gleitung

Die Definition des Schubmoduls beinhaltet die Annahme der isotropen Abhängigkeit des Schubmoduls von den E-Modulen in den Haupttrichtungen.

Den Verlauf der bei den Versuchsnachrechnungen verwendeten einaxialen σ - ϵ -Beziehung zeigt Abbildung 44. Der funktionale Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kurve im Druckbereich bei Erstbelastung wird durch das Polynom

$$\sigma_b(\epsilon) = a \epsilon^5 + b \epsilon^3 + c \epsilon \quad (5)$$

mit den Koeffizienten

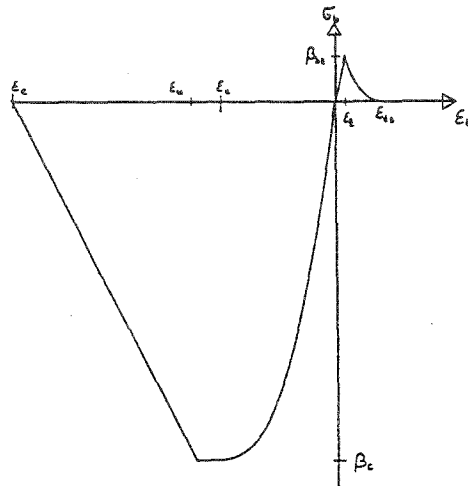
$$a = \frac{E_0}{\epsilon_0^4} - \frac{3 \beta_c}{2 \epsilon_0^5}$$
$$b = \frac{5 \beta_c}{2 \epsilon_0^3} - \frac{2 E_0}{\epsilon_0^2}$$
$$c = E_0$$

σ_b	-	Betonspannung
ϵ	-	Betondehnung
E_0	-	E-Modul im Ursprung
β_c	-	Zylinderdruckfestigkeit

dargestellt.

Für die Modellierung nach Überschreiten der Druckfestigkeit wird die Beziehung von Thompson/Park [33] verwendet. Diese Beziehung erlaubt die Berücksichtigung des Einflusses umschließender Bügelbewehrung. Für die Beschreibung der Ent- und Wiederbelastung bei zyklischer Belastung des Betons wird auch auf die Arbeit von Thompson/Park [33] zurückgegriffen.

Der gerissene Beton Der gerissene Beton wird bei den hier durchgeführten FE-Berechnungen mit einem *verschmierten* Rißmodell abgebildet, d.h. entstandene Risse werden über ein Element verschmiert in den Element-Integrationspunkten modelliert. Das hat den entscheidenden Vorteil während

Abbildung 44: $\sigma - \epsilon$ -Beziehung für das Betonmodell

der nichtlinearen Berechnung immer dasselbe FE-Netz verwenden zu können. Bei der *diskreten* Rißmodellierung muß beim Entstehen und Wachsen der Risse das FE-Netz immer wieder neu formuliert werden, was einen sehr hohen Aufwand an Rechenzeit und Rechenkapazität erfordert.

Die oben aufgeführten inkrementellen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den ungerissenen Beton werden formal auch für den gerissenen Beton verwendet. Die Tangenten-Moduli werden jedoch in Richtung Hauptzugspannung entsprechend der einaxialen $\sigma - \epsilon$ -Beziehung aus Abbildung 44 modifiziert, d.h. nach Überschreiten der einaxialen Zugfestigkeit lautet die Beziehung der Gleichung 4

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_1 \\ \Delta\sigma_2 \\ \Delta\tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\epsilon_1 \\ \Delta\epsilon_2 \\ \Delta\gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (6)$$

mit $\alpha = 0.001$ als Reduktionsfaktor.

Die Rißneigung wird während der Berechnung nicht als starr angenommen, sondern *rotiert* entsprechend der sich ändernden Neigung der Hauptachsen. Abbildung 45 stellt ein gerissenes Stahlbetonelement mit rotierender Rißbildung dar.

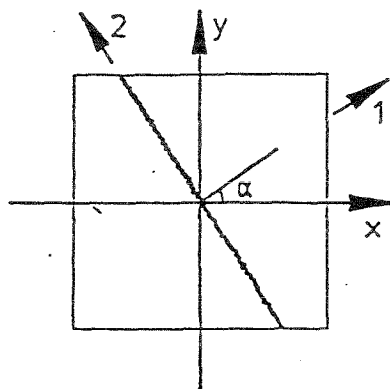


Abbildung 45: Gerissenes Betonelement

Werden die Dehnungen entsprechend der Elastizitätstheorie mit

$$\epsilon_{xy} = \frac{1}{2} \gamma_{xy} \tag{7}$$

beschrieben, lassen sich die Transformationsbeziehungen für die Spannungs-Dehnungs-Gleichungen von den globalen X,Y-Koordinaten in die Richtung der Hauptachsen mit den folgenden Gleichungen angeben.

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_1 \\ \Delta\sigma_2 \\ \Delta\sigma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & 2 \sin \alpha \cos \alpha \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & -2 \sin \alpha \cos \alpha \\ -\sin \alpha \cos \alpha & \sin \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_{xy} \end{bmatrix} \tag{8}$$

$$\begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_1 \\ \Delta \varepsilon_2 \\ \Delta \gamma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & \sin \alpha \cos \alpha \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & -\sin \alpha \cos \alpha \\ -2 \sin \alpha \cos \alpha & 2 \sin \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \sigma_y \\ \Delta \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \mathbf{D}_{xy} \begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (10)$$

mit

$$\mathbf{D}_{xy} = (\mathbf{T}_\sigma)^{-1} \mathbf{D}_{12} \mathbf{T} = \mathbf{T}_\sigma^{-1} \mathbf{D}_{12} \mathbf{T} = \mathbf{T}^T \mathbf{D}_{12} \mathbf{T} \quad (11)$$

und

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & \sin \alpha \cos \alpha \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & -\sin \alpha \cos \alpha \\ -2 \sin \alpha \cos \alpha & 2 \sin \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \quad (12)$$

D_{xy}, D_{12} - Elastizitätsmatrizen in den verschiedenen Koordinatensystemen
 T, T_σ - Transformationsmatrix

Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen - als *tension stiffening* bezeichnet - kann mit dem Modell über die Angabe eines abfallenden Astes im Zugbereich berücksichtigt werden. Abbildung 46 zeigt den $\sigma - \epsilon$ -Verlauf des Betons bei Berücksichtigung des *tension stiffening* Effekts.

Betonmodell-Eingabewerte		V1	V2	V3
Zylinderdruckfestigkeit	β_c [MN/m ²]	-22,5	-20,4	-22,5
Zentrische Zugfestigkeit	β_{bz} [MN/m ²]	-1,9	-1,91	-1,65
E-Modul im Ursprung	E_0 [MN/m ²]	21270	21270	21270
Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit	ϵ_c [mm/m]	-0,00278	-0,00279	-0,00279
Dehnung am Anfang des abfallenden Astes	ϵ_u [mm/m]	-0,003	-0,003	-0,003
Dehnung am Ende des abfallenden Astes im Druckbereich	ϵ_e [mm/m]	-0,008	-0,008	-0,008
Dehnung bei Erreichen der Tension-Stiffening Spannung	ϵ_t [mm/m]	0,0001	0,0001	0,0001
Spannung zur Berücksichtigung des Effektes				

Tabelle 12: Betonmodell-Eingabewerte für die FE-Rechnung

Stahl-Material-Modell

Für die Modellierung des Bewehrungsstahles wurde das einaxiale Stahlmodell von Pinto/Menegotto [34] benutzt. Ötes [35] verwendete das Modell zur Abbildung des zyklischen Verhaltens von Bewehrungsstahl. Er legt dabei das Drei-Parameter-Modell

$$\epsilon = \alpha \sigma + \beta \sigma^n \quad (13)$$

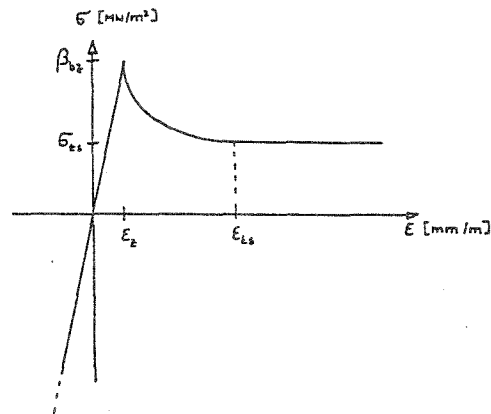


Abbildung 46: Berücksichtigung des tension stiffening-Effekts

- σ - Stahlspannung
 ϵ - Stahldehnung
 α, β, n - Parameter zur Beschreibung des funktionalen Verlaufs

für monotone Belastung von Ramberg-Osgood [36] zugrunde. Analytisch wird das Modell durch eine bilineare Umhüllende im Zug- und Druckbereich beschrieben. Sie setzt sich aus der Anfangssteifigkeit E_s und der Tangentensteifigkeit der monotonen Belastung E_{MF} nach Erreichen der Fließgrenze zusammen (vgl. Abbildung 47). Die Koordinaten (σ_0, ϵ_0) des Schnittpunktes der beiden Geraden dienen als Bezugsgrößen für sämtliche $\sigma - \epsilon$ -Werte.

Bei Erstbelastung:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (14)$$

$$\bar{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \quad (15)$$

Bei folgenden Belastungen:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma - \sigma_{In}}{\sigma_{Kn} - \sigma_{In}} \tag{16}$$

$$\bar{\epsilon} = \frac{\epsilon - \epsilon_{In}}{\epsilon_{Kn} - \epsilon_{In}} \tag{17}$$

Für den zyklischen Verlauf der bezogenen Spannung $\bar{\sigma}$ ergibt sich:

$$\bar{\sigma} = \frac{E_{MF}}{E_s} \epsilon + (1 - b) \frac{\epsilon}{\epsilon_u} \tag{18}$$

$$R = R_0 - \frac{A1 \xi_n}{A2 + \xi_u} \tag{19}$$

Dabei erfaßt R den Bauschinger-Effekt durch Variation von ξ nach jedem Halbzyklus.

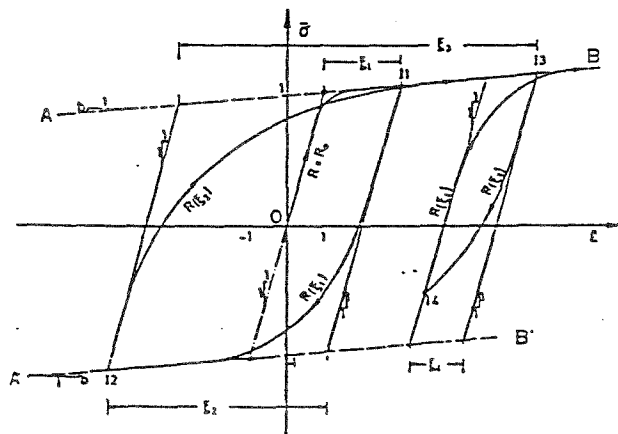
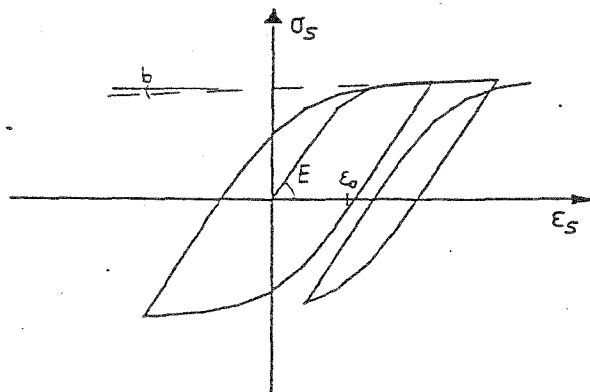


Abbildung 47: Stahlmodell nach Pinto/Menegotto

Den zyklischen Verlauf der $\sigma - \epsilon$ -Beziehung wie sie dieses Modell für den Betonstahl BSt 500 S wiedergibt ist in Abbildung 48 graphisch dargestellt.

Abbildung 48: Zyklische $\sigma - \epsilon$ -Beziehung für BSt 500 S

Die Eingangsparameter für die Betonstähle BSt 420/500 und BSt 500 S für das Stahlmodell sind in Tabelle 13 zusammengefaßt.

	E-Modul	$\epsilon_{ps\ 0}$	b	R0	A1	A2
BSt 420 S ¹⁾	205187	0.00241	0.015	8.0	0.1734	0.3401
BSt 420 S ²⁾³⁾	205187	0.00241	0.002	10.0	0.1734	0.3401
BSt 500 S ³⁾	195000	0.003	0.002	10.0	0.1734	0.3401

Tabelle 13: Eingabewerte für das Modell von Pinto/Menegotto

- 1) Nur für $\epsilon < 2\%$ für monotone und zyklische Belastung
- 2) Für $\epsilon > 2\%$ für monotone und zyklische Belastung mit $\epsilon_{su} = 15\%$
- 3) Für monotone Belastung

Für ein Finites-Scheiben-Element ist die Bewehrung in Abbildung 49 diskret dargestellt. Wie bereits erwähnt, wird die Schubbewehrung bei den hier

durchgeführten Berechnungen jedoch über ein Element verschmiert abgebildet. Die verschmierte Bewehrung wirkt für das Element dabei nur in der Richtung, in der die Bewehrung tatsächlich verläuft. Zur Ermittlung der Stahlspannungen, Dehnungen und der Steifigkeiten müssen die globalen Elementdehnungen daher in die durch den Bewehrungsverlauf vorgegebene Richtung (s. Winkel ϑ in Abbildung 49) transformiert werden. Diese Transformationen können mit den gleichen Beziehungen, wie sie für den Beton angegeben wurden, durchgeführt werden, wenn man dort den Winkel α durch ϑ ersetzt. Die Gleichungen lauten dann:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_x^s \\ \Delta\sigma_y^s \\ \Delta\sigma_{xy}^s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \vartheta & \sin^2 \vartheta \\ \sin^2 \vartheta & \cos^2 \vartheta \\ \sin \vartheta \cos \vartheta & -\sin \vartheta \cos \vartheta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{s1}^s \\ \Delta\sigma_{s2}^s \end{bmatrix} \quad (20)$$

$$D_{xy}^s = \begin{bmatrix} \mu_1^s E_1^s c^4 + \mu_2^s E_2^s s^4 & (\mu_1^s E_1^s + \mu_2^s E_2^s) s^2 c^2 & (\mu_1^s E_1^s c^2 - \mu_2^s E_2^s s^2) s c \\ & \mu_1^s E_1^s s^4 + \mu_2^s E_2^s c^4 & (\mu_1^s E_1^s s^2 - \mu_2^s E_2^s c^2) s c \\ \text{sym.} & & (\mu_1^s E_1^s + \mu_2^s E_2^s) s^2 c^2 \end{bmatrix} \quad (21)$$

- D_{xy}^s - Elastizitätsmatrix für das Stahlmodell
 E_1, E_2 - E-Moduln in den Bewehrungsrichtungen 1 und 2
 μ_1, μ_2 - Bewehrungsgrade in den Bewehrungsrichtungen

mit $c = \cos \vartheta$ und $s = \sin \vartheta$.

Mauerwerk-Materialmodell und Bruchbedingungen

Das Mauerwerk setzt sich aus den oben beschriebenen Komponenten Stein und Fuge zusammen, die zum Teil sehr unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Dadurch verhält sich das Mauerwerk im allgemeinen nicht mehr isotrop, sondern weist entsprechend der verschiedenen Eigenschaften der Komponenten anisotropes Verhalten auf. Die Richtungen dieser Anisotropie können in den zwei ausgezeichneten Richtungen, die das Mauerwerk durch die Orientierung der Stoß- und Lagerfugen aufweist, angenommen werden. Diese Richtungen weisen sich auch besonders dadurch aus, daß die Versagensmechanismen des Mauerwerks im wesentlichen an diesen Richtungen orientiert sind. Dies wird auch durch die Pilotversuche deutlich bestätigt. So sind auch fast

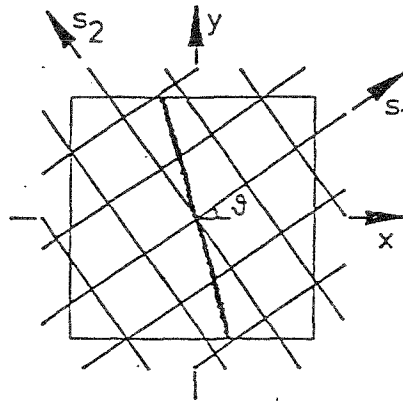


Abbildung 49: Element mit Bewehrung

alle in der Literatur angeführten Bruchbedingungen für Mauerwerk auf diese Achsen bezogen. Für die Formulierung der $\sigma - \epsilon$ -Beziehungen eines stark vereinfachenden verschmierten Materialmodells werden daher die Richtungen senkrecht und parallel zu den Lagerfugen als orthotrope, anisotrope Richtungen angenommen. In der jeweiligen Richtung werden die Eigenschaften der Fugen und Steine zusammengefaßt, d.h. das Verhalten der Einzelkomponenten eines Mauerwerkprismas, wie es Abbildung 50 zeigt, wird über die Fläche eines gleich großen Ersatzprismas verschmiert. Die Richtungen, auf die sich das Verformungs- und Versagensverhalten beziehen, sind im Weiteren mit X für die Richtung senkrecht zur Lagerfuge und Y parallel zu Lagerfuge bezeichnet. Alle folgenden Beziehungen werden in diesen Koordinaten ausgedrückt.

Die Verwendung eines verschmierten Werkstoffmodells für Mauerwerk bietet sich an, weil die Modellierung jedes Steines und jeder Fuge rechentechnisch sehr aufwendig ist. Wesentlicher jedoch ist, daß die Eigenschaften der Einzelkomponenten Stein/Fuge vergleichsweise gut experimentell bestimmbar, ihre Eigenschaften im Mauerwerk aber nur sehr schwer ermittelbar sind und nur selten mit den Eigenschaften aus den Einzeluntersuchungen überein-

stimmen. Darüberhinaus unterliegen selbst die Werte aus den Einzeluntersuchungen großen Schwankungen. Die verschmierte Modellierung scheint daher eine - besonders hinsichtlich ihrer vereinfachenden Annahmen - gerechtfertigte Vorgehensweise. In [48], [49] wird ebenfalls ein verschmierter Werkstoff für die Berechnung ausgefachter Rahmen vorgestellt, dessen elasto-plastische Werkstoffbeziehungen aus umfangreichen Versuchen abgeleitet wurden. Die Bruchbedingungen für dieses Modell wurden vorher aus denselben Versuchen abgeleitet.

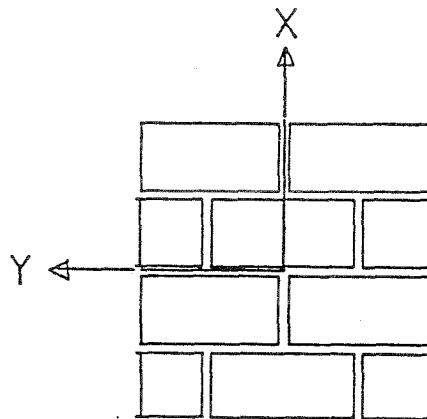


Abbildung 50: Mauerwerksprisma

Folgende Annahmen werden für das hier vorgeschlagene verschmierte Materialmodell für Mauerwerk getroffen.

1. Der Einfluß der Querdehnung des Mauerwerks wird vernachlässigt.
2. Die Richtungen der Orthotropie und Anisotropie sind senkrecht und parallel zu den Lagerfugen orientiert.
3. Risse im Mauerwerk bilden sich nach Überschreitung der Bruchbedingungen (s.unten) entlang der in Annahme 2 erwähnten Achsen

4. Das Verhalten des Mauerwerks wird durch einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in den Orthotropie-Richtungen aus 2 beschrieben.

Ungerissenes Mauerwerk Die inkrementellen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für das ungerissene Mauerwerk entsprechen formal den Gleichungen 3, 4 des ungerissenen Betons. Die Gleichungen lauten

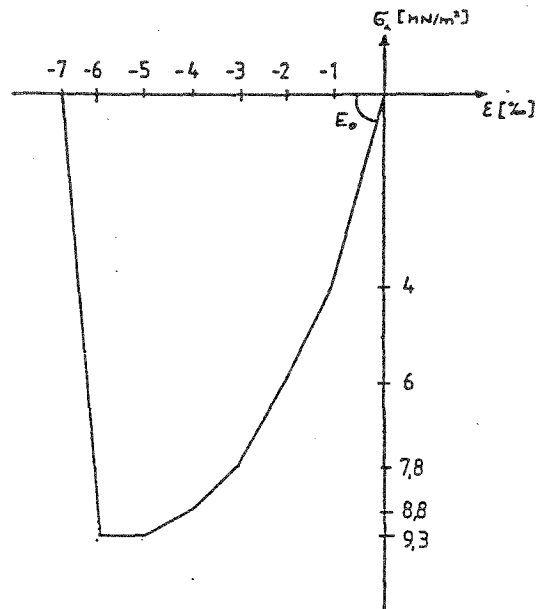
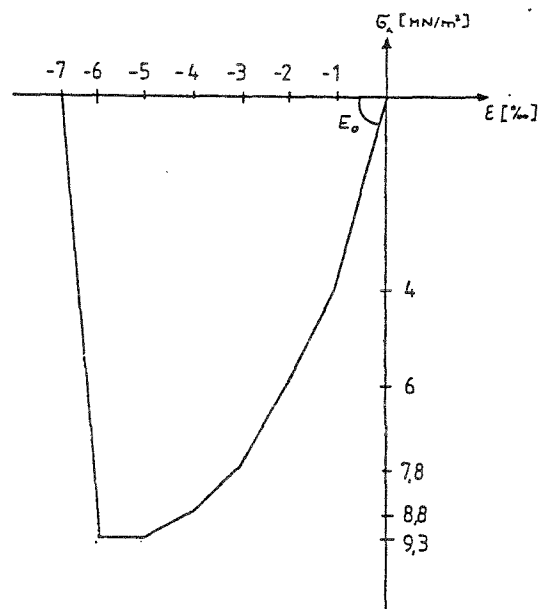
$$\Delta \sigma = D \Delta \epsilon \quad (22)$$

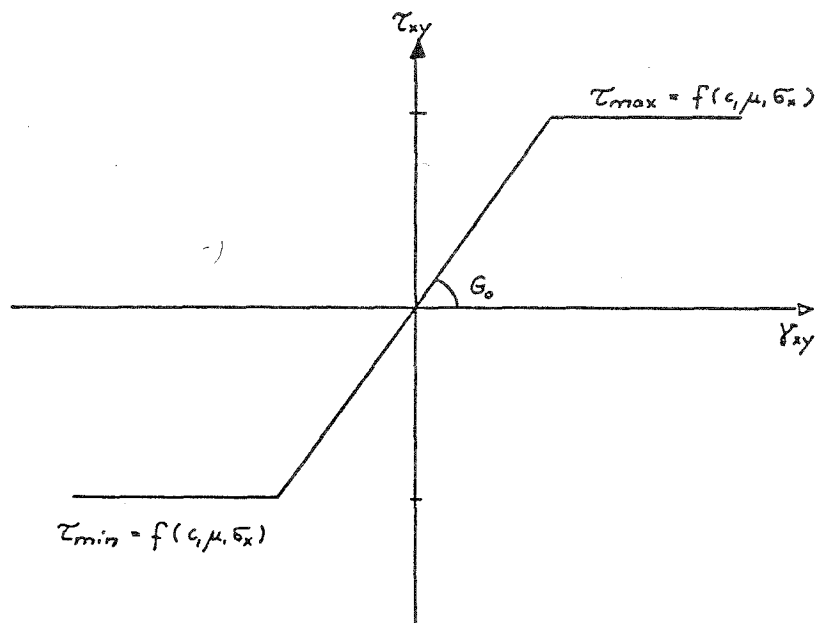
oder in Matrixform

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \sigma_y \\ \Delta \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_x & 0 & 0 \\ 0 & E_y & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \epsilon_x \\ \Delta \epsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (23)$$

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen wurde nicht durch eine explizite Funktion festgelegt, sondern als Polygonzug mit beliebig vielen Abschnitten definiert. Dadurch ist es möglich, beliebige, aus Versuchen gewonnene $\sigma - \epsilon$ -Verläufe mit diesem Werkstoffmodell abzubilden. Die Verläufe können für jede Richtung (x,y, und xy) gesondert vorgegeben werden. In den Abbildungen 51, 52 und 53 sind die bei der Nachrechnung der Versuche verwendeten Spannungs-Dehnungs-Linien dargestellt. Der Verlauf der Schubspannungs-Schubdehnungs-Linie wurde vereinfachend als bilinear modelliert, wobei sich der plastische Ast in Abhängigkeit der wirkenden Normalspannung entsprechend der Bruchbedingungen einstellt.

Gerissenes Mauerwerk Wird während der nichtlinearen Berechnung ein Versagen des Mauerwerks festgestellt, dann werden die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in den E-Moduln modifiziert. Welches Versagen eintritt, wird durch Bruchbedingungen festgelegt, die weiter unten dargestellt sind. In Tabelle 14 sind die Modifikationen der Elastizitätsmatrix des Mauerwerks entsprechend des Versagens zusammengestellt, wie sie auch in [39] angegeben werden.

Abbildung 51: $\sigma - \epsilon$ -Linie des Mauerwerks normal zu den LagerfugenAbbildung 52: $\sigma - \epsilon$ -Linie des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen

Abbildung 53: $\tau - \gamma$ -Linie des Mauerwerks

Versagensart	modifizierte Elastizitätsmatrix	modifizierte Spannungen
Zugversagen normal zu den Lagerfugen	$\begin{bmatrix} \alpha E_x & 0 & 0 \\ 0 & E_y & \\ 0 & & \alpha G \end{bmatrix}$	$\begin{aligned} \sigma_x &= 0 \\ \tau_{xy} &= 0 \end{aligned}$
Zugversagen parallel zu den Lagerfugen	$\begin{bmatrix} E_x & 0 & 0 \\ 0 & \alpha E_y & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix}$	$\sigma_y = 0$
Schubversagen Gleiten in der Lagerfuge	$\begin{bmatrix} E_x & 0 & 0 \\ 0 & E_y & 0 \\ 0 & 0 & G_S \end{bmatrix}$	$\tau = \tau_{min}$
Druckversagen normal oder parallel zu den Lagerfugen	$\begin{bmatrix} \alpha E_x & 0 & 0 \\ 0 & \alpha E_y & 0 \\ 0 & 0 & \alpha G_{xy} \end{bmatrix}$	$\begin{aligned} \sigma_x &= 0 \\ \sigma_y &= 0 \\ \tau_{xy} &= 0 \end{aligned}$

Tabelle 14: Modifikation der Steifigkeitsmatrix für verschiedene Versagensfälle

Bruchbedingungen Für das verschmierte Mauerwerk-Modell wurden die Bruchbedingungen von Mann/Müller [2] und Ganz/Thürlimann [42] verwendet. Die Bruchbedingungen werden im weiteren kurz dargestellt.

Bruchbedingungen von Mann/Müller Mann/Müller leiteten Bruchbedingungen für Mauerwerk unter Normal- und Schubkräften ab. Sie unterscheiden dabei für das Mauerwerk drei Versagensfälle:

1. Versagen der horizontalen Lagerfugen
2. Versagen durch Steinzerreißen
3. Versagen des Mauerwerks auf Druck

Dabei wird von den Voraussetzungen ausgegangen:

1. Keine Mitwirkung der Stoßfugen

2. Keine Störungen des Mauerwerks durch Randelemente

3. Keine Zugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen im Mauerwerk

Die drei Versagensfälle werden durch die folgenden Formeln beschrieben. Die Vorzeichendefinition folgt der in [2] verwendeten, wo Druck positiv ist.

$$\tau = c + \mu\sigma_y \quad (24)$$

$$\tau = \frac{\beta_{z,st}}{2,3} \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{\beta_{z,st}}} \quad (25)$$

$$\tau = (\beta_m - \sigma_x) \frac{l_{st}}{h_{st}} \quad (26)$$

τ	-	Schubspannung
c_x	-	Kohäsion für x-Richtung
μ_x	-	Reibungswert
σ_x	-	Spannung normal zu den Lagerfugen
$\beta_{z,st}$	-	Steinzugfestigkeit
β_m	-	Mauerwerksdruckfestigkeit
l_{st}, h_{st}	-	Länge und Höhe der Steine

Die grafische Darstellung der Formeln zeigt Abbildung 54.

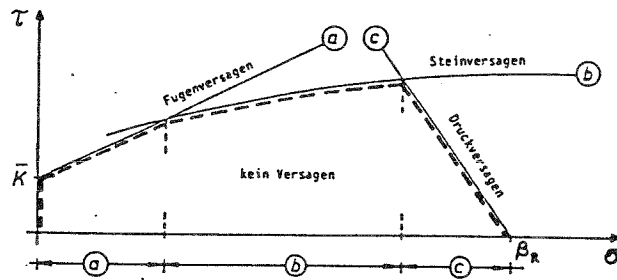
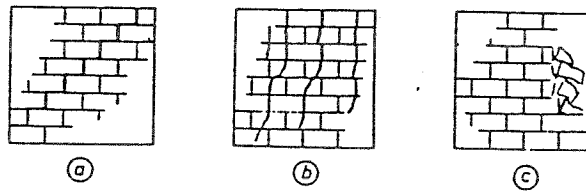
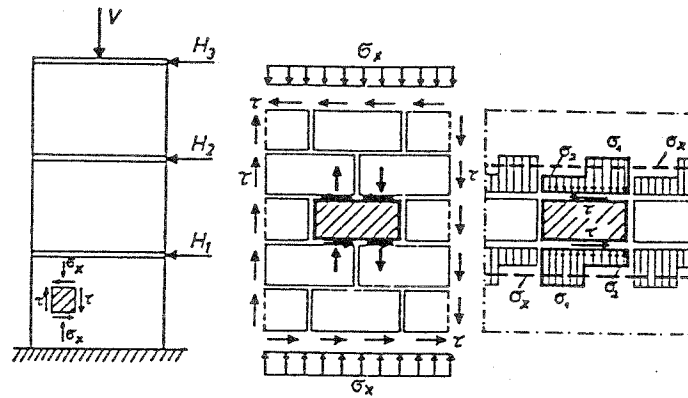


Abbildung 54: Grundlagen der Bruchtheorie und Bruchbedingungen nach Mann/Müller

Die Grundlagen zur Ableitung der Kriterien sind ebenfalls in Abbildung 54 dargestellt.

Damit der Stoßfugeneinfluß mit berücksichtigt werden kann, wurden die erweiterten Bruchkriterien, wie sie Mann [43] ableitete, bei der Nachrechnung mit aufgenommen. Für die Darstellung der Herleitung der erweiterten Schubbruchtheorie sei hier nur auf [43] verwiesen und die resultierenden Gleichungen angeführt.

Für Fugenversagen ergibt sich die Gleichung:

$$\tau = \frac{\mu_x \sigma_x + c_x + 2\mu_x \frac{I_{st}}{h_{st}} (\mu_y \sigma_y + c_y)}{1 + 2\mu_x \frac{I_{st}}{h_{st}}} \quad (27)$$

und für Steinerreißen

$$\tau = \frac{1}{2} (\mu_y \sigma_y + c_y \frac{1}{2,3} \beta_{z,st}) \sqrt{1 + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\beta_{z,st}} + \frac{\sigma_x \sigma_y}{\beta_{z,st}^2}} \quad (28)$$

Bruchbedingungen von Ganz/Thürlimann Zum Vergleich werden noch die Bruchbedingungen von Ganz/Thürlimann aufgegriffen und bei der Nachrechnung mit berücksichtigt. Unter der Voraussetzung von starrplastischem Materialverhalten leiten die Autoren auf der Grundlage der Plastizitätstheorie Bruchbedingungen für Mauerwerk in einem nominellen, ebenen Spannungszustand her und setzten des weiteren voraus, daß das Steinmaterial sowie der Schubwiderstand der Lagerfugen einer modifizierten Bruchbedingung von Coulomb folgt. Scherbrüche durch Stoßfugen und angrenzende Steine werden dabei ausgeschlossen.

Die resultierenden Bruchbedingungen für Mauerwerk ohne Zugfestigkeit lauten

- für Zugversagen

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_y \leq 0 \quad (29)$$

- für Druckversagen der Steine Modell 1 zwei axial

$$\tau^2 - (\beta_{mx} - \sigma_x) (\beta_{my} - \sigma_y) \leq 0 \quad (30)$$

- für Druckversagen der Steine Modell 2 einaxial

$$\tau^2 - (\beta_{mx} - \sigma_x) (\beta_{my} - \sigma_y) \leq 0 \quad (31)$$

- für Gleiten in der Lagerfuge

$$\tau^2 - (c_x + \mu_x \sigma_x)^2 \leq 0 \quad (32)$$

Die Gleichungen stellen grafisch eine dreidimensionale Bruchfläche dar, die die aus [42] entnommene Abbildung 55 veranschaulicht.

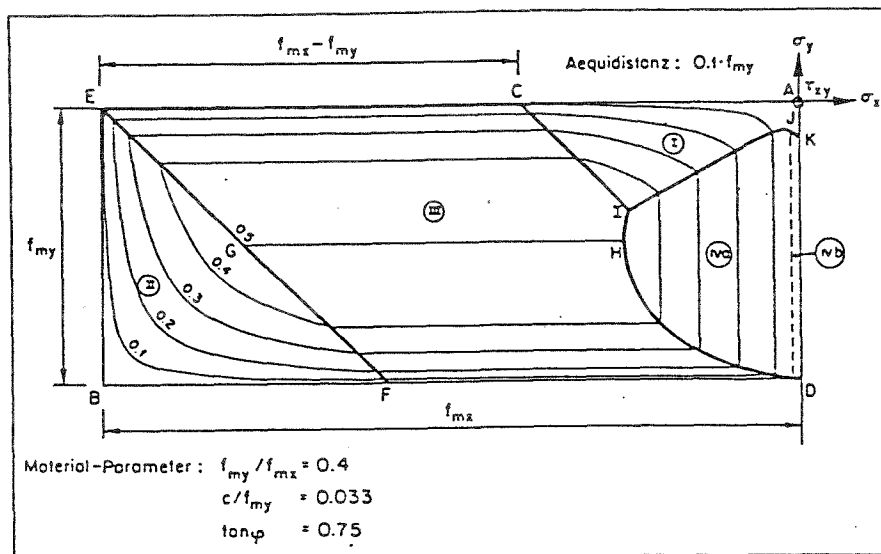


Abbildung 55: Bruchoberfläche nach Ganz/Thürlimann

Materialmodell für die Kontaktfuge Rahmen/Mauerwerk

Modellierung für Nachrechnung von Versuch v1 Für die Interface-Elemente zur Modellierung der Mörtelfuge Rahmen/Mauerwerk des steif ausgefachten Rahmens (v1) wird für die tangential (Schub) Richtung das in Abbildung 56 dargestellte Verhalten angenommen. Der plastische Ast der Spannungs-Schlupf-Beziehung wird durch die Coulombsche Bruchbedingung

bestimmt. Die Steigung im Ursprung K_t berechnet sich mit der Beziehung:

$$K_t = \frac{G_{m\ddot{o}} b_f}{t_f} \quad (33)$$

- $G_{m\ddot{o}}$ - Schubmodul des Mörtels
 b_f - Breite der Fuge
 t_f - Dicke der Fuge

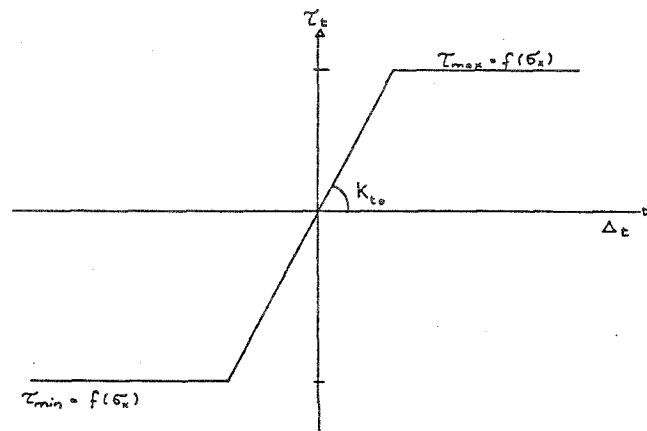


Abbildung 56: $\tau_t - \Delta_t$ -Beziehung für Fuge Rahmen/Mauerwerk für Versuch v1

Mauerwerksmodell-Eingabewerte		V1	V3
E _a -Modul im Ursprung	[MN/m ²]	4000	5200
G _s -Modul im Ursprung	"	1000	1000
Wertepaare zur Beschreibung der $\sigma - \epsilon$ -Kurven		vgl. Abbildung	vgl. Abbildung
σ_* [MN/m ²], ϵ [mm/m] τ [MN/m ²], γ [m]		$f(\sigma_x, \mu, c)$	$f(\sigma_x, \mu, c)$
c-Kohäsion	[MN/m ²]	0,12	0,12
μ -Reibungsbeiwert		0,67	0,67

Tabelle 15: Mauerwerksmodell-Eingabewerte für FE-Rechnung

Die Spannungs-Schlupf-Beziehung in normaler Richtung ist in Abbildung 57 dargestellt. Die Zugfestigkeit der Fuge wird zu Null gesetzt und für die Druckfestigkeit die des Mörtels angenommen. Die Steifigkeit K_n im Druckbereich der Normalenrichtung wird analog zu oben mit

$$K_n = \frac{E_{m\ddot{o}} b_f}{t_f} \quad (34)$$

$E_{m\ddot{o}}$ - E-Modul des Mörtel.

berechnet.

Modellierung für Nachrechnung von Versuch v2 Die Styroporschicht zwischen Rahmen und Ausfachung verfestigte sich, wie im Versuch beobachtet, zunehmend, bis sie auf etwa 4mm zusammengedrückt war. Die Verfestigung des Materials wird bei der Nachrechnung näherungsweise mit der in Abbildung 58 dargestellten Spannungs-Schlupf-Beziehungen in normaler Richtung modelliert. In tangentialer Richtung wird die Steifigkeit zu Null gesetzt.

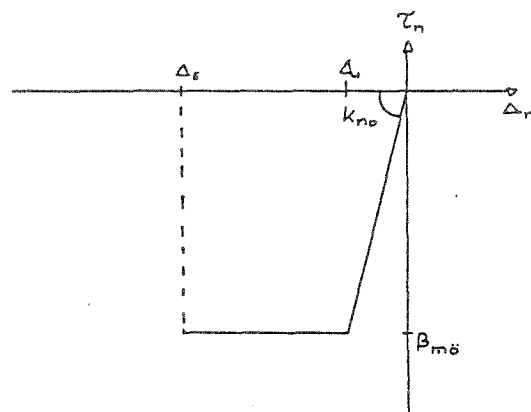


Abbildung 57: $\tau_n - \Delta_n$ -Beziehung für Fuge Rahmen/Mauerwerk für Versuch v1

Materialwerte Fuge Rahmen/Mauerwerk		v1	V3
Anfangs-Modul k_{to} in tangentialer Richtung	[MN/m ²]	10000	0,0
Anfangs-Modul k_{no} in normaler Richtung	[MN/m ²]	25000	10
c-Kohäsion	[MN/m ²]	0,0	0,0
μ -Reibungsbeiwert Beton/Mörtel		0,4	0,0
$\tau - \Delta$ -Werte zur Beschreibung der Spannungs-Schlupf-Beziehungen in tangentialer und normaler Richtung		$f(\mu, \sigma_x, c)$ siehe Abbildung	— siehe Abbildung

Tabelle 16: Materialeingabewerte Fuge Rahmen/Mauerwerk

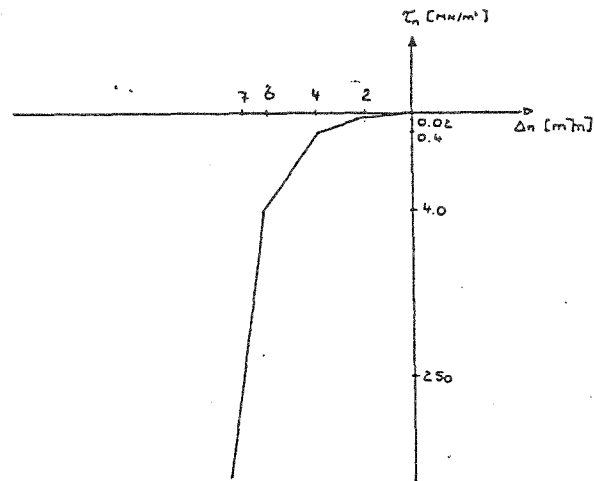


Abbildung 58: $\tau_n - \Delta_n$ -Beziehung für Fuge Rahmen/Mauerwerk für Versuch v3

5.2.2 Nachrechnung mit FE-Methode

Ablauf der nichtlinearen FE-Berechnung Die nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung wird im Programm SNAP inkrementell durchgeführt. In jedem Lastschritt wird eine Gleichgewichtsiteration durchgeführt. Im ersten Lastschritt werden mit den aus der Eingabedatei gelesenen Anfangs-E-Moduln die Elementsteifigkeiten berechnet und daraus die Steifigkeitsmatrix des Gesamtsystems gebildet. Nachdem der globale Lastvektor aufgestellt wurde, werden die globalen Gleichgewichtsgleichungen gelöst und daraus die Knotenverschiebungen berechnet. Dieser Teil der Berechnung wird mit *Hinrechnung* bezeichnet. Bei der darauffolgenden *Rückrechnung* werden aus den Knotenverschiebungen die Elementdehnungen berechnet, mit denen dann die Elementspannungen und die neuen E-Moduln entsprechend der nichtlinearen Materialmodelle berechnet werden. Dabei werden auch die Bruchbedingungen überprüft und die Spannungen und E-Moduln gegebenenfalls noch modifiziert. Aus den Elementspannungen werden die inneren Elementknotenkräfte berechnet und zum gesamten inneren Vektor der Knotenkräfte über alle Ele-

mente aufsummiert. Die Konvergenz wird in jedem Iterationsschritt mit drei Konvergenzkriterien überprüft:

1. Sind die nicht im Gleichgewicht befindlichen Restkräfte innerhalb der vorgegebenen Toleranz?
2. Sind die Restverschiebungen innerhalb der vorgegebenen Toleranz?
3. Ist die Restenergie (definiert als das Produkt aus Restkräfte * Restverschiebungen) innerhalb der vorgegebenen Toleranz?

Sind alle drei Bedingungen erfüllt, wird die Last um ein Inkrement erhöht und dann der nächste Lastschritt berechnet, andernfalls wird ein weiterer Iterationsschritt durchgeführt. Der nächste Iterationsschritt kann wahlweise mit der alten Systemsteifigkeitsmatrix berechnet werden oder mit der aus den neuen E-Moduln berechneten.

Der Berechnungsablauf ist nachstehend in einem Berechnungsschema zusammengefaßt.

Ablaufschema der nichtlinearen Berechnung

- Schleife über alle Last/Zeitschritte
 - Schleife über alle Iterationsschritte
 - $i = 0 \dots itemax$

Hinrechnung:

- ◊ Schleife über alle Elemente:
 - Berechne neue Gesamtsteifigkeitsmatrix

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(i)} = \sum_e \mathbf{K}_e({}^{t+\Delta t}\mathbf{U}_e^{(i)})$$
- ◊ $i = i + 1$
- ◊ Berechne Restkräfte $\Delta \mathbf{R}^{(i-1)} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(i-1)}$
- ◊ Berechne Verschiebungsinkremente

$$\Delta \mathbf{U}^{(i)} = ({}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(i-1)})^{-1} \Delta \mathbf{R}^{(i-1)}$$
- ◊ Berechne totale Verschiebungen ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{(i)} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{U}^{(i-1)} + \Delta \mathbf{U}^{(i)}$

Rückrechnung:

- ◊ Schleife über alle Elemente
 - Berechne Elementknotenverschiebungen ${}^{t+\Delta t}\mathbf{U}_e^{(i)}$
 - Berechne totale Dehnungen ${}^{t+\Delta t}\epsilon_e^{(i)}$
 - Berechne Spannungen ${}^{t+\Delta t}\sigma_e^{(i)}$ und E-Moduln ${}^{t+\Delta t}\mathbf{E}_e^{(i)}$ für das jeweilige Materialgesetz
 - Überprüfen der Bruchbedingungen und ggf. Modifikation Spannungen und E-Moduln
 - Berechne innere Elementkräfte ${}^{t+\Delta t}\mathbf{F}_e^{(i)}$
 - Berechne totale innere Kräfte ${}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(i)} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(i-1)} + {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}_e^{(i)}$
- ◊ Überprüfe Konvergenz:
 - Wenn keine Konvergenz: Neuer Iterationsschritt.
- Wenn Konvergenz: Neuer Lastschritt.

Nachrechnung des bloßen Stahlbetonrahmens (v2)

Damit sichergestellt werden kann, daß das nichtlineare Verhalten des Rahmens mit den eingesetzten Materialmodellen genügend genau wiedergegeben werden kann, wird zunächst auf die Berechnung des unausgefachten Rahmens aus Versuch v2 eingegangen. Dadurch wird es später auch möglich, bei der Berechnung der ausgefachten Rahmen den Einfluß der Ausfachtung zu unterscheiden.

Die Ergebnisse der FE-Berechnung und des Versuchs zeigen eine gute Übereinstimmung (Abbildung 59).

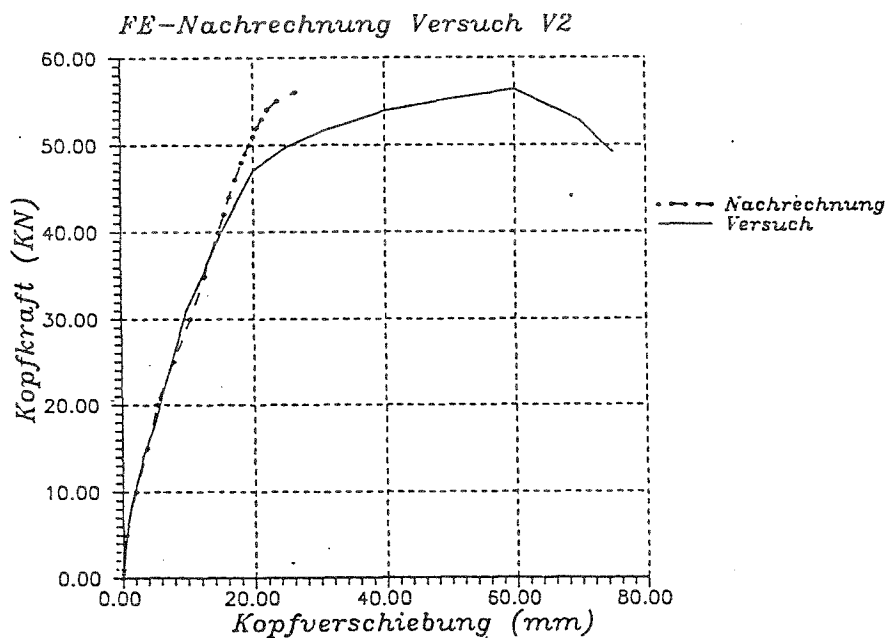


Abbildung 59: Ergebnis der Nachrechnung von Versuch v2

Wie auch im Versuch beobachtet, treten die ersten Risse in den Rahmenecken und an den Stielenden auf (Abbildung 60). Mit wachsenden Verformungen entstehen weitere Risse entlang der Stützen und dem Riegel. In den Knoten kreuzen sich die Risse diagonal. (Abbildung 60).

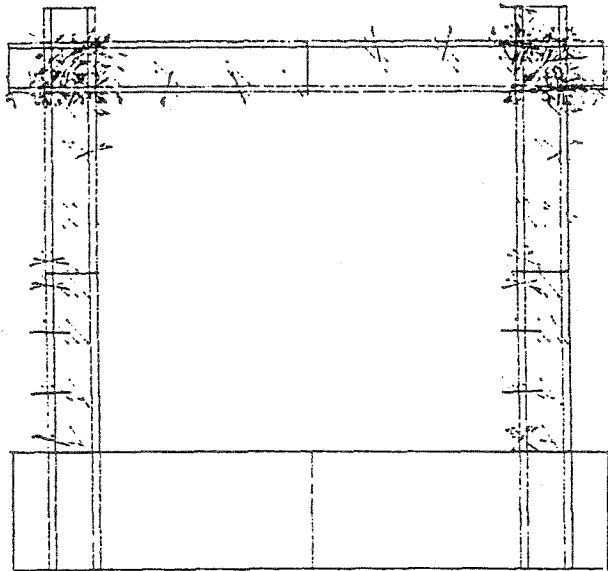


Abbildung 60: Berechnetes Rißbild für Versuch v2

Das Abplatzen des Betons in den Rahmenecken innen tritt in Form des Betondruckversagens bei der Nachrechnung an denselben Stellen auf. Das errechnete Versagen tritt, wie bei dem Versuch beobachtet, in der Druckzone an den Stielenden auf. Gleichzeitig beginnt die Biegezugbewehrung dort zu fließen. Die Traglast ergibt sich aus der Rechnung mit 81 kN. Sie wird jedoch bei einer kleineren Kopfverschiebung erreicht.

Die Steifigkeiten der Rechnung stimmen bis zu einer Horizontallast von 44 kN gut mit dem Versuchsergebnis überein. Danach fällt die Steifigkeit im Versuch jedoch deutlich ab, da dort die Druckzone der Stiele bereits zu versagen beginnt (vgl. Kap. 4). Es wird vermutet, daß die Druckzonen im Versuch durch die Vorschädigung infolge der zyklischen Belastung früher zu versagen begannen als in der Nachrechnung. Daher sind die Unterschiede in den Steifigkeiten zu beobachten.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß das nichtlineare Verhalten des Betonrahmens mit den hier verwendeten Materialmodellen für Stahl und Beton zufriedenstellend erfaßbar ist. Damit kann bei den weiteren Versuchsnachrechnungen von einer zutreffenden Modellierung der Stahlbetonrahmen ausgegangen werden.

Nachrechnung des „steif“ ausgefachten Stahlbetonrahmens (v1)

Berechnung mit dem verschmierten Mauerwerkmodell Die Eingabewerte zur Beschreibung der verschiedenen Werkstoffe sind in den Tabellen 12, 13 und 15 aufgeführt.

Das Ergebnis der damit durchgeführten Berechnung zeigt Abbildung 61.

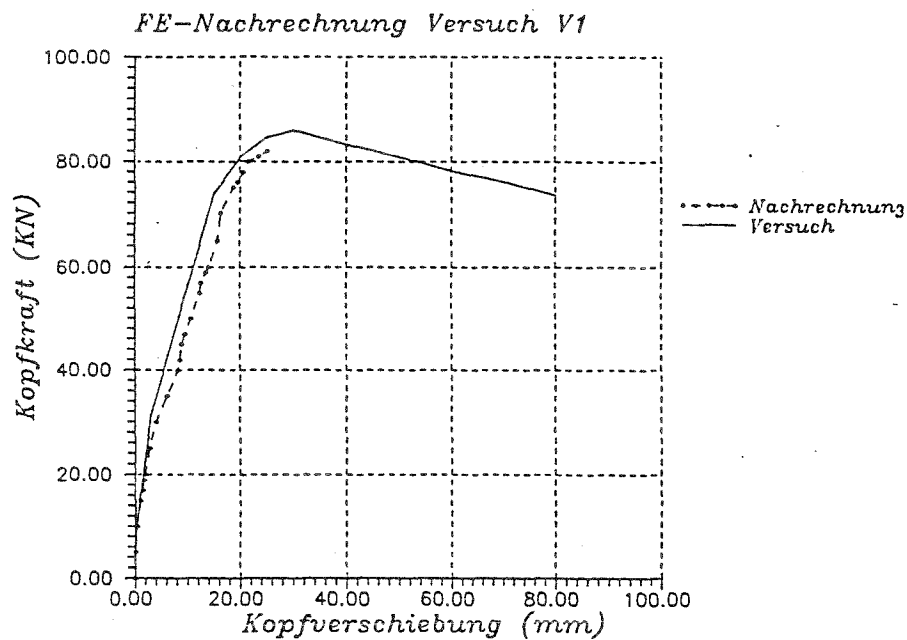


Abbildung 61: Ergebnis der Nachrechnung von Versuch v1

Die Nachrechnung zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit dem Versuchsergebnis. Erste Risse treten bei der Nachrechnung in den Rah-

menecken und an den Stielenden auf. Die Kopfkraft beträgt dabei 10 kN bei einer Kopfverschiebung von 0,41 mm. Dies stimmt gut mit den Beobachtungen im Versuch überein (vgl. Kap. 4). Bei weiterer Laststeigerung bis 15 kN entstehen weitere Risse im Riegel. Bereits bei dieser Laststufe zeigen einzelne Integrationspunkte (Punkte in denen die Elementspannungen berechnet werden) im oberen Bereich der Ausfachung ein Gleiten in den Lagerfugen an. Dies konnte im Versuch nicht beobachtet werden. Bei weiterer Laststeigerung wird dieses Gleiten jedoch gestoppt, da die Spannungen senkrecht zur Richtung der Lagerfugen ansteigen und ein Weitergleiten verhindern. Das Gleiten und Stoppen setzt sich in den weiteren Laststufen fort. Dies läßt sich auch am Fallen und Wiederansteigen der Steifigkeiten zwischen den Lastschritten beobachten. Die Konvergenz der Iterationen in den einzelnen Laststufen war dementsprechend langsam. Die Konvergenztoleranzen wurden daher relativ grob gewählt. Das hat Einfluß auf die Genauigkeit der errechneten Ergebnisse. Die Nachrechnung ist dahingehend noch zu verbessern.

In der Ausfachung bildete sich im Verlauf der Berechnung eine Druckdiagonale aus. Nahezu alle Integrationspunkte der Ausfachungen hatten beim Erreichen der maximalen Kopfkraft von 81 kN auf Schub versagt (Gleiten in den Lagerfugen).

Darin deckt sich das berechnete Ergebnis mit der Beobachtung aus dem Versuch, wo auch fast alle Steinreihen entlang der Lagerfugen glitten, bis sich ein klaffender, abgetrepter Riß ausbildete.

Die Traglast aus dem Versuch wurde bei der Nachrechnung geringfügig unterschritten. Versagen trat bei der Nachrechnung ebenfalls nur durch die zunehmende Zerstörung der Betondruckzonen an den Stielenden ein. Die Biegezugbewehrung kam jedoch schon bei etwa 70 kN ins Fließen. Bei weiteren Versuchen kann durch Messungen an Bewehrungsstäben festgestellt werden, inwieweit dieses Ergebnis zutrifft.

Das Ergebnis der Nachrechnung ist ermutigend. Das Modell gibt das globale Verhalten des ausgefachten Stahlbetonrahmens zufriedenstellend wieder. Jedoch sind weitere Versuche erforderlich, um die Ergebnisse, die mit dem verschmierten Mauerwerksmodell erzielt werden, abzusichern. Außerdem ist

durch Versuche zu bestätigen, ob dieses Modell auch auf Ausfachungen aus anderem Mauerwerk (andere Steine und Mörtel) anwendbar ist.

Nachrechnung des „weich“ ausgefachten Rahmens (v3)

Eingabewerte für die Materialmodelle siehe Tabellen 12, 13, 15, 16.

Nachrechnung und Versuchsergebnis zeigen auch für den Rahmen mit nicht vermörtelter Fuge Rahmen/Mauerwerk befriedigende Übereinstimmung (s. Abbildung 62).

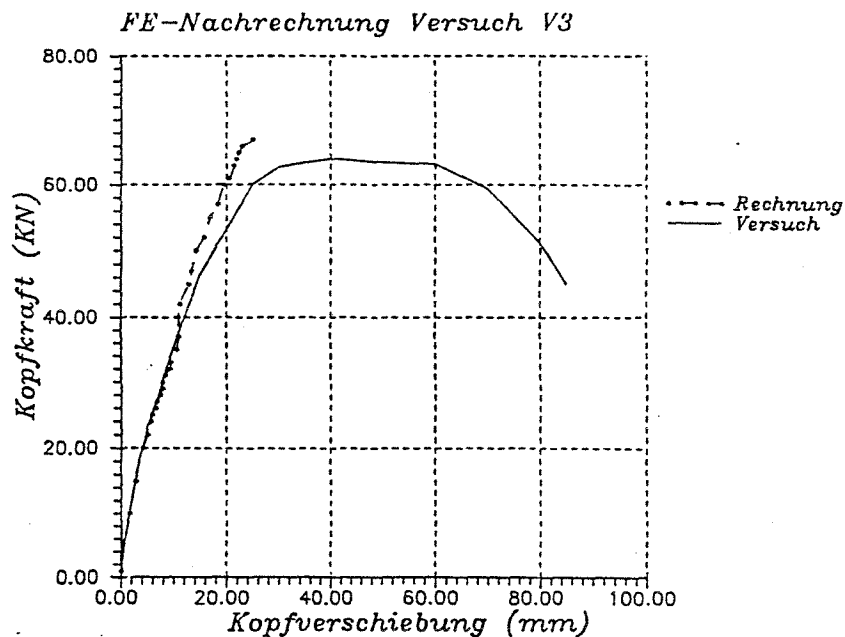


Abbildung 62: Ergebnis der Nachrechnung von Versuch v3

Die Rißbildung im Rahmen bei der Nachrechnung verläuft ähnlich der bei den anderen Nachrechnungen und ist der Rißbildung beim Versuch vergleichbar. Im Vergleich zum nicht ausgefachten Rahmen tritt aber der Einfluß der Ausfachung bei einer Last von 15 KN hervor. Dies deckt sich auch mit dem Versuchsergebnis.

Die Ausfachung wird mit steigender Last in der Diagonalen zunehmend belastet, bis Gleiten in den Punkten der Spannungsberechnung einsetzt. Mit zunehmender Normalkraft kommt das Gleiten wieder zum Stillstand. Beim Erreichen der Maximallast zeigte der größte Teil der Integrationspunkte der Ausfachung Gleiten entlang der Lagerfugen an.

Das Versagen tritt wieder an den Stielenden auf. Die Betondruckzonen versagten. Die Biegezugbewehrung begann wie bei der Nachberechnung von Versuch v1 bei einer Kopfkraft von 63 kN zu fließen. Die errechnete Traglast liegt über der im Versuch beobachteten. Bei der Nachrechnung zeigt sich am Kraft- Verformungsverhalten des Versuchskörpers ein stärkerer Einfluß der Ausfachung im Bereich über 40 kN Kopfkraft. Darin stimmen Versuch und Rechnung nicht überein. Die Abweichung liegt aber im Rahmen der getroffenen Vereinfachungen.

Zur Absicherung der Rechenergebnisse sind weitere Versuche notwendig.

Zusammenfassend sind die Ergebnisse der Finite-Element-Berechnung mit den Versuchsergebnissen in Abbildung 63 und Tabelle 17 dargestellt.

	Bruchlast [kN]		Versagen	
	Versuch	Rechnung	Versuch	Rechnung
Versuch V1	82	81	Druckzone Stielende	Druckzone Stielende
Versuch V2	56	57	“	“
Versuch V3	65	65	“	“

Tabelle 17: Ergebnisse der FE-Berechnung

Berechnung der Versuchsrahmen mit Vertikalkräften

Bei den durchgeführten Versuchen wurden keine Vertikalkräfte auf den Stützen der Rahmen berücksichtigt. Um ihren Einfluß auf das nichtlineare Verhalten der Versuchskörper zu untersuchen, wurden weitere Berechnungen

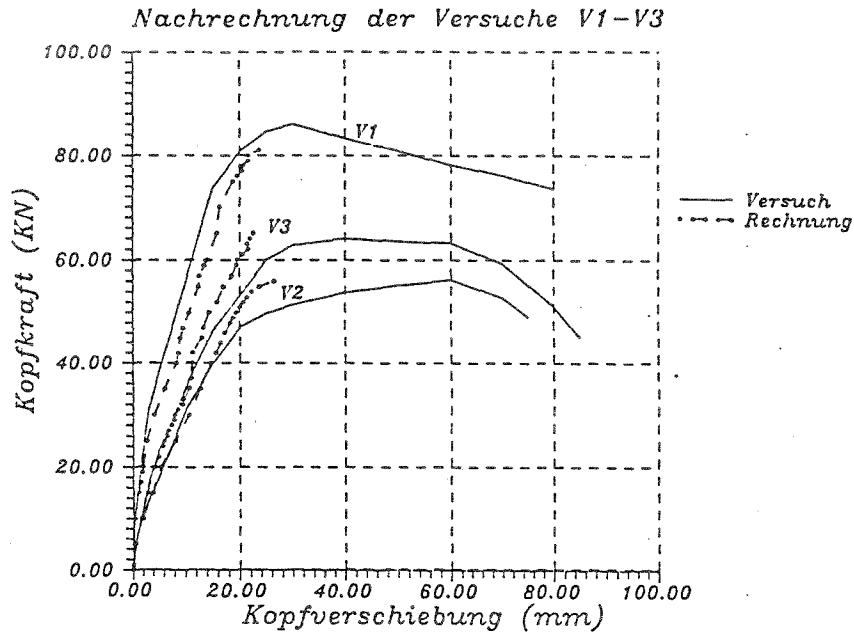


Abbildung 63: Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen

für die drei verschiedenen Rahmen durchgeführt.

Das Ergebnis der Analyse mit Vertikalkräften von 100 kN je Stütze ist in Abbildung 64 und Tabelle 18 den Ergebnissen ohne Horizontalkräfte gegenübergestellt. Wie erwartet, wird in allen drei Fällen die Traglast durch die Vertikalkräfte deutlich gesteigert.

	Bruchlast [kN]	
	ohne	mit Vertikallasten
v1	82	100
v2	56	64
v3	65	85

Tabelle 18: Bruchlast Versuch ohne- / Rechnung mit Vertikallasten

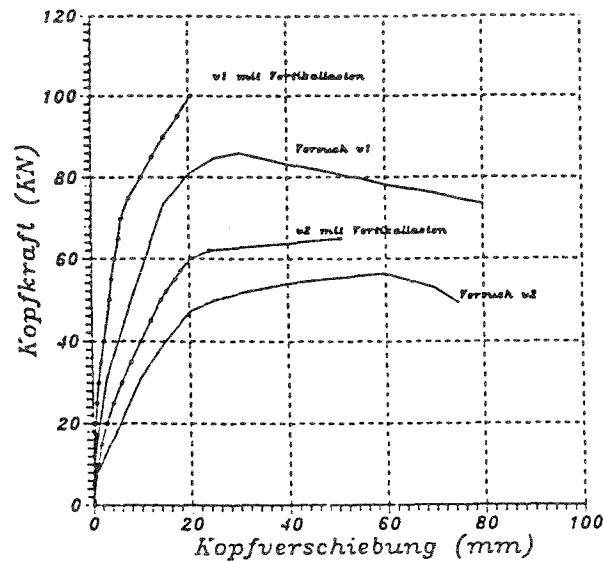


Abbildung 64: Ergebnisse der Berechnung mit Vertikallasten

Das Versagen des bloßen Rahmens mit Vertikalkräften ist dem des Rahmens ohne Normalkräfte vergleichbar. Nach der Rechnung tritt Fließen der Biegezugbewehrung vor dem Versagen der Betondruckzone auf.

Die beiden ausgefachten Rahmen zeigen prinzipiell auch das gleiche Versagensverhalten wie die Rahmen ohne Vertikalkräfte. Die Betondruckzonen an den Rahmenstielen stellen das entgültige Versagen dar. Die Druckspannungen in der Ausfachung erreichen dabei etwa 80 % der Bruchspannung. Es bildet sich in der Ausfachung eine Druckstrebe aus, die steiler als die Diagonale der Ausfachung verläuft. Das Versagen der Ausfachung kann bei gesteigerten Vertikallasten (> 100 kN) in den oberen Rahmenecken beobachtet werden.

5.3 Ersatzstabmethode

5.3.1 Ableitung eines Ersatzmodells

Einleitung Das im folgenden dargestellte einfache Ingenieuremodell für die Ausfachung basiert auf der *Ersatzstabmethode*, wie sie bereits in den 50iger Jahren von Polyakov [3] zur Berechnung von ausgefachten Rahmen verwendet wurde. Bei diesem Modell wird die Ausfachung in ihrer Tragwirkung als einfacher Druckdiagonalstab abgebildet (vgl. Abbildung 65). Dieses Vorgehen bietet sich intuitiv an und ist durch die Beobachtung in Versuchen einleuchtend begründbar.

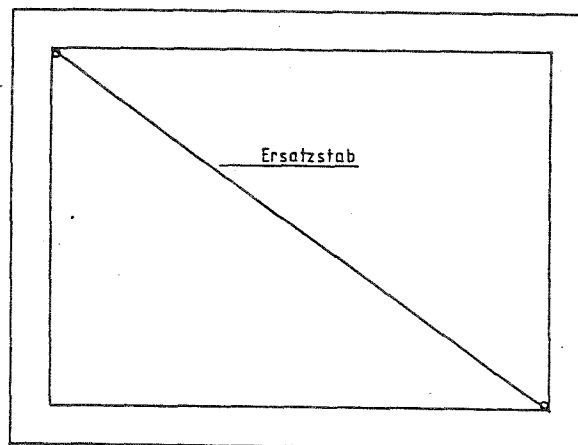


Abbildung 65: Ersatzstabmodell

Erste Vorschläge zur Berechnung der Ersatzsteifigkeit des Ersatzstabes wurden von Holmes [8] gemacht. Für den Einsatz bei der Berechnung und Bemessung von horizontalbelasteten ausgefachten Rahmen arbeitet Stafford Smith diese Methode in [9], [10], [11] entscheidend aus. Er führt dazu Versuche an Stahlrahmen mit Ausfachung aus Mörtel durch und leitet mit der von ihm eingeführten Definition der Relativsteifigkeit λh zwischen Rahmen und Aus-

fachung Graphen zur Ermittlung der Ersatzsteifigkeit und Tragfähigkeit der Ausfachung ab.

$$\lambda h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\Theta}{4 E_F I_c h}} \quad (35)$$

- E_F - E-Modul des Rahmens
- I_c - Trägheitsmoment einer Stütze
- E_w - E-Modul der Ausfachung
- t_w - Dicke der Ausfachung
- h - Rahmenhöhe
- Θ - Winkel zwischen der Horizontalen und der Diagonalen der Ausfachung

Der entscheidende Parameter bei diesen Ableitungen ist die sogenannte Kontaktlänge zwischen Rahmen und Ausfachung. Damit wird die Länge bezeichnet, entlang welcher Druckkontakt zwischen Rahmen und Ausfachung besteht. Stafford mißt die Kontaktlänge in Versuchen und leitet anschließend über die Analogie zum elastisch gebetteten Balken mit

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (36)$$

eine analytische Gleichung zur Berechnung der Kontaktlänge ab. Der Versuchskörper, den er dabei benutzt und auf dessen Randbedingungen bezüglich Geometrie und Belastung er die analytische Ableitung zur Berechnung der Kontaktlängen bezieht, ist in Abbildung 66 zu sehen. Wie die Versuche zeigen, stellt sich die Kontaktlänge entsprechend der oben erwähnten Relativsteifigkeit zwischen Rahmen und Ausfachung ein. In [11] zeigt Stafford Smith die gute Übereinstimmung zwischen den mit seiner Methode ermittelten Werten bzgl. Steifigkeit und Versagensfällen und den bei einem Großversuch gemessenen Werten.

Dieses Ersatzstabkonzept wurde unter der Annahme entwickelt, daß die Ausfachung allein die Translationssteifigkeit eines ausgefachten Systems beeinflusst. Bisher wurde kein Versuch unternommen, auch die Wirkung der Ausfa-

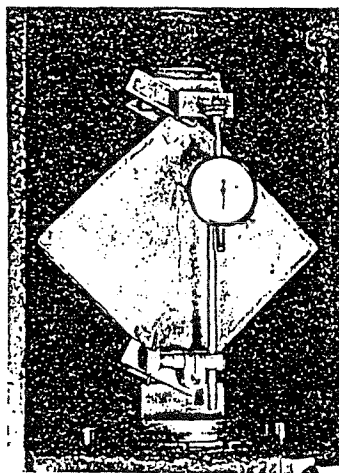


Abbildung 66: Versuchskörper von Stafford Smith

chung auf die Biegeverformungen des Rahmens zu berücksichtigen. Tatsächlich hat die Ausfachung aber auch einen Einfluß auf die Rotation der Rahmenknoten.

Um der Einschränkung Rechnung zu tragen, wurde zunächst versucht, das Ersatzstabmodell mit einer zusätzlichen Drehfeder an dem belasteten Rahmenknoten zu erweitern. Die Ableitung der Federsteifigkeit erwies sich jedoch als nicht eindeutig, da sie mit der Steifigkeit des Diagonalstabes gekoppelt werden mußte. Es wurde daher die Ersatzstabmethode durch Verwendung eines zusätzlichen Ersatzstabes modifiziert (Abbildung 67). Der Vorschlag ergab sich bei der Auswertung der unten dargestellten Parameterstudien zu den Kontaktlängen zwischen Rahmen und Ausfachung.

Die Stäbe kreuzen sich , und verlaufen nicht parallel, weil die Abtragrichtung der Kontaktkräfte in der Ausfachung diesem Verlauf entspricht.

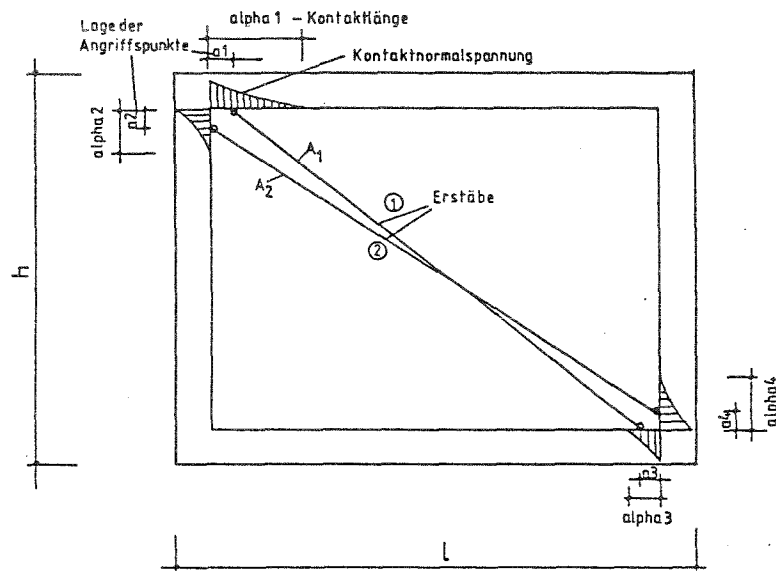


Abbildung 67: Modifiziertes Ersatzstabmodell

Annahmen für das Ersatzmodell Folgende Annahmen werden zur Ableitung der Ersatzsteifigkeiten der beiden Ersatzstäbe gemacht:

1. Die Kontaktspannungen und Kontaktlängen können aus einer Finite-Element-Rechnung ermittelt werden.
2. Die Angriffspunkte der Ersatzstäbe liegen im Schwerpunkt der Kontaktspannungen, die in den jeweiligen Kontaktflächen wirken
3. Die Ersatzquerschnitte beider Stäbe können aus der Bedingung - „gleiche horizontale Kopfverschiebung für das wirkliche System und das System mit den Ersatzstäben“ - bestimmt werden.

Die Voraussetzung zeigen bereits die Schritte zur Ableitung des Ersatzmodells auf. Die Schritte werden nun im einzelnen dargestellt.

Ermittlung der Kontaktlängen Um die Kontaktlängen für die Ableitung des modifizierten Ersatzstabmodells zu berechnen, wurden zunächst die

oben erwähnten Versuche von Stafford mit der FE-Methode nachgerechnet. Dadurch sollte einerseits die von Stafford Smith vorgeschlagene analytische Gleichung zur Berechnung der Kontaktlänge verifiziert werden und zum anderen eine Überprüfung der Ergebnisse aus der FE-Methode möglich gemacht werden.

In Abbildung 68 ist das (verformte) Finite-Element-Netz für die Nachrechnung der Versuche an einem diagonal belasteten Rahmen mit Ausfachung dargestellt. Darin werden isoparametrische 8-Knoten-Scheibenelemente zur Modellierung des Rahmens und der Ausfachung sowie die entsprechenden Interface-Elemente zur Abbildung der Kontaktfuge Rahmen/Ausfachung verwendet.

Die Kontaktspannungen normal und tangential zur Kontaktfläche sind in den Abbildungen 69, 70 für eine der durchgeführten Berechnungen beispielhaft dargestellt. Wie auch bei den Versuchen von Stafford Smith wurden die Steifigkeiten des Rahmens und damit die Relativsteifigkeit λh variiert. Der Einfluß der tangentialen Kontaktspannungen wurde bei der Ableitung des modifizierten Ersatzstabmodells vernachlässigt, da Vergleichsrechnungen an dem Versuchsrahmen von Stafford Smith einen geringen Einfluß der tangentialen Kontaktspannungen auf den Verlauf der Normalspannungen und die zugehörigen Kontaktlängen erkennen ließ.

Abbildung 71 zeigt das Ergebnis der Parameterstudie und erlaubt den Vergleich zu dem analytischen Ergebnis von Stafford Smith. Das Ergebnis der FE-Rechnung liegt nahe der von Stafford Smith angegebenen Lösung.

Die obigen Berechnungen bestätigen die Aussage, daß sich die Kontaktlängen entsprechend der Relativsteifigkeit Rahmen/Ausfachung einstellen. Die FE-Methode liefert also zur Berechnung der Kontaktlängen zutreffende Ergebnisse. Der oben beschriebene Rahmen wurde in der Diagonalen belastet, war auf ganz spezielle Weise gelagert und hatte ein l/h -Verhältnis von 1,0. Dadurch müssen alle Kontaktlängen gleich groß sein. Auch die Verteilung der Kontaktspannungen stellt sich entsprechend der speziellen Randbedingungen gleich ein.

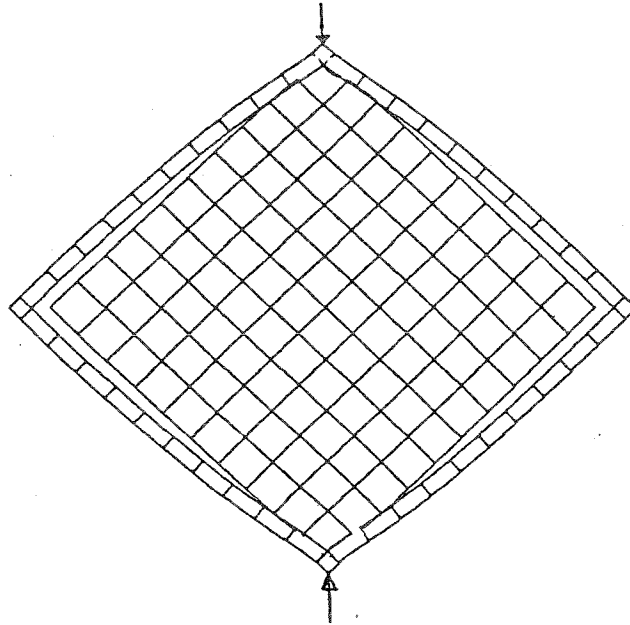


Abbildung 68: FE-Netz für den Versuchskörper von Stafford Smith

Untersuchungen zu den Kontaktlängen an realistischer belasteten und gelagerten Rahmen wurden im weiteren an ausgefachten Rahmen unter horizontaler Belastung mit verschiedenen l/h -Verhältnissen und λh Werten durchgeführt. Die Rahmen wurden am unteren Rand eingespannt gelagert.

Kontaktlängen Die Parameterstudien wurden für Rahmen (E-Modul = 30000 MN/m^2) mit Ausfachung (E-Modul = 7000 MN/m^2) durchgeführt. Die Rahmen wurden mit einer Einheitshorizontallast von 10 kN belastet. Das Materialverhalten wird bei dieser Last linearelastisch angenommen. Die Nichtlinearität bei der Berechnung stellt allein die Kontaktfuge dar, die nur Druckspannungen übertragen kann.

Es wurden vier verschiedene l/h -Verhältnisse untersucht (1.25 , 1.35 , 1.5 , 1.75). Für jedes l/h -Verhältnis wurde die Relativsteifigkeit λh von 3.5 - 15 variiert.

Die Ergebnisse der errechneten Kontaktlängen zeigen die Abbildungen 72,

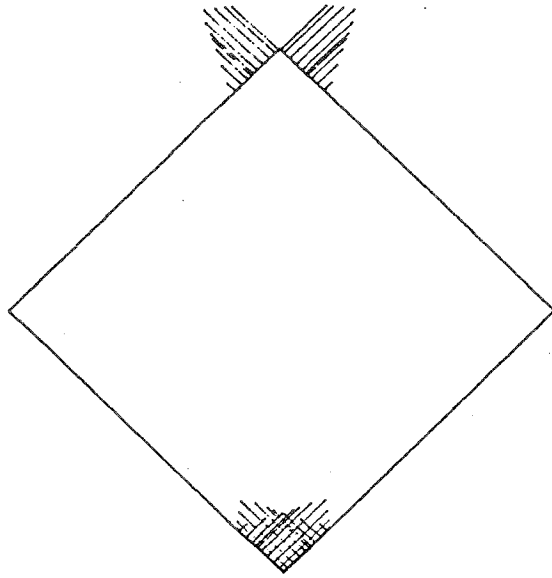


Abbildung 69: Tangentiale Kontaktspannungen - FE-Rechnung

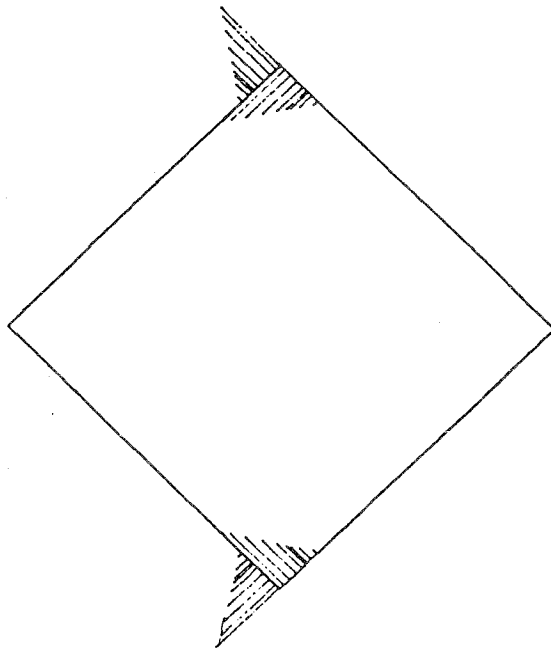


Abbildung 70: Normale Kontaktspannungen - FE-Rechnung

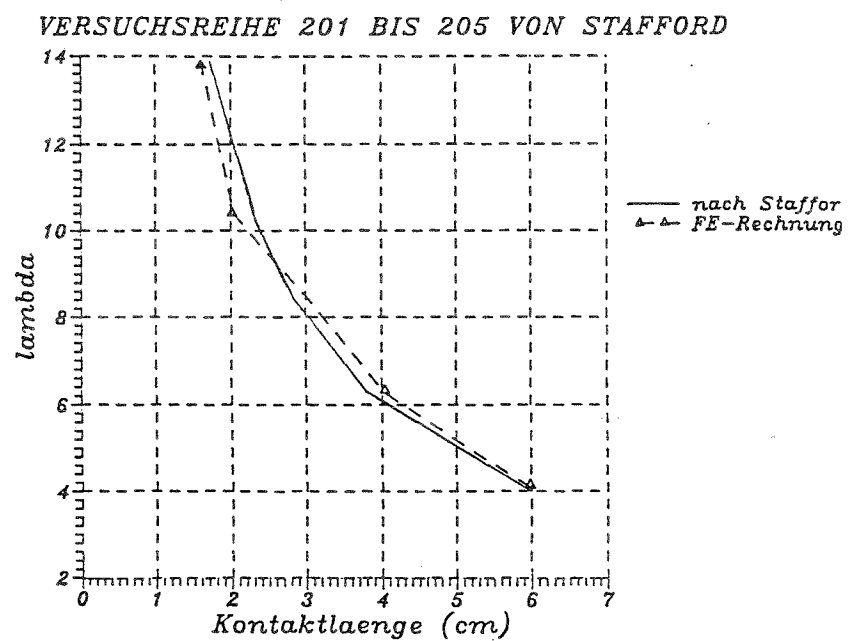


Abbildung 71: Mit FE berechnete Kontaktlängen und analytische Gleichung nach Stafford

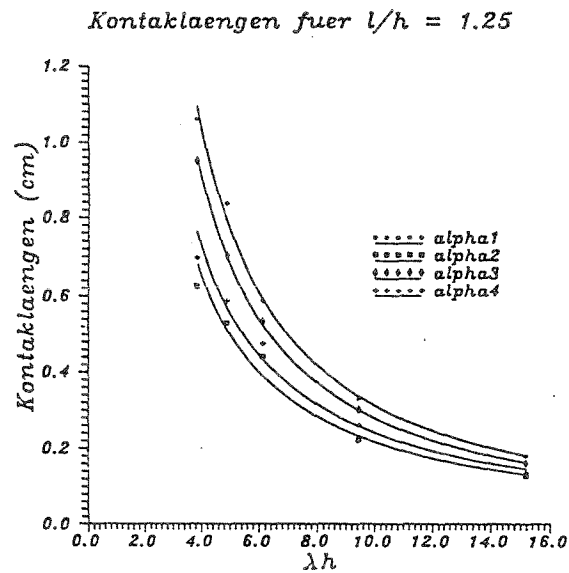


Abbildung 72: Kontaktlängen für $l/h = 1,25$

73, 74, 75. Dargestellt sind die Kontaktlängen $\alpha_1 - \alpha_4$ (vgl. Abbildung 67 für die verschiedenen l/h -Verhältnisse in Abhängigkeit von λh). Man erkennt, daß die Kontaktlängen unterschiedlich sind und für kleine λh -Werte stark ansteigen.

Die Kenntnisse der Kontaktlängen und horizontalen Kopfverschiebungen wurden nun zur Festlegung der Angriffspunkte der Ersatzstäbe und deren Ersatzbreiten herangezogen.

Die Angriffspunkte der Ersatzstäbe wurden in den Schwerpunkten der Spannungen in der jeweiligen Kontaktfläche angenommen. Diese Werte können aus den Abbildungen 76,77 abgelesen werden. Die Lage der Angriffspunkte wird von der betrachteten Ecke aus gemessen. Der Schwerpunkt liegt etwa $1/3$ der entsprechenden Kontaktlänge vom Eckpunkt des Rahmens entfernt.

Damit sind die geometrischen Verhältnisse des Ersatzsystems festgelegt.

Kontaklaengen fuer $l/h = 1.35$

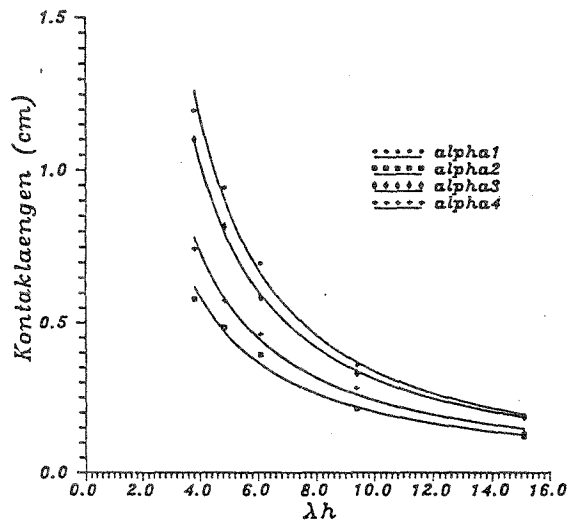


Abbildung 73: Kontaktlängen für $l/h = 1,35$

Kontaklaengen fuer $l/h = 1.50$

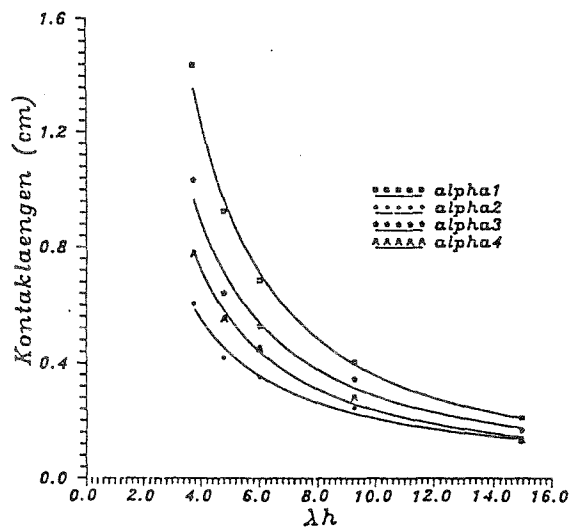


Abbildung 74: Kontaktlängen für $l/h = 1,5$

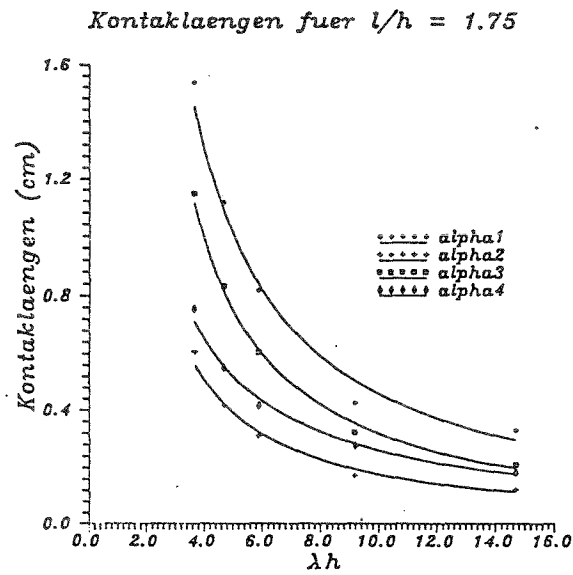


Abbildung 75: Kontaktlängen für $l/h = 1,75$

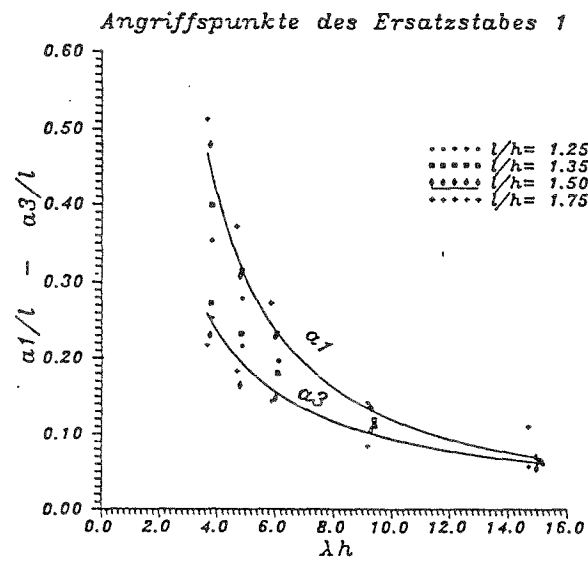


Abbildung 76: Angriffspunkte des Ersatzstabes 1

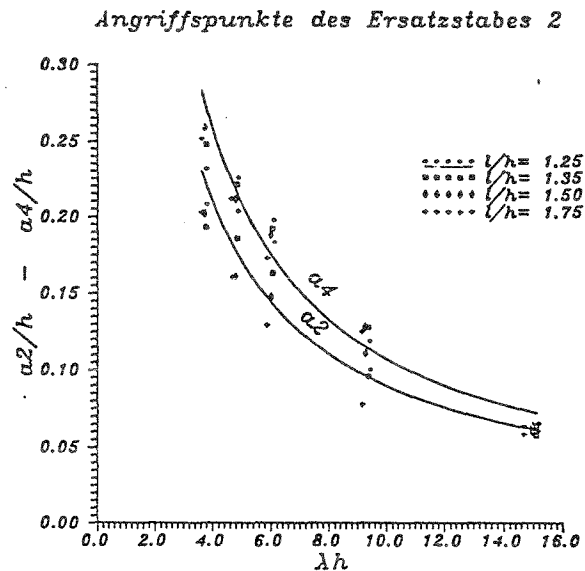


Abbildung 77: Angriffspunkte des Ersatzstabes 2

Ermittlung der Ersatzstabquerschnitte Des weiteren werden die Ersatzbreiten der Stäbe über die Bedingung errechnet, daß sich bei derselben Belastung (Einheitslast 10KN) für das Ersatzsystem dieselbe Kopfverschiebung einstellt wie bei dem ausgefachten System. Um den Einfluß der Modifikation zu verdeutlichen, wird ein Ersatzsystem mit nur einem Stab in der Diagonalen zum Vergleich berechnet. Die Ersatzbreite dieses Stabes wird über dieselbe Bedingung wie oben erwähnt festgelegt. Als Ergebnis zeigt sich, daß die Verformungen des Ersatzsystems mit zwei Stäben besser mit denen des ausgefachten Rahmens übereinstimmen als die Verformungen des Systems mit nur einem Stab. Besonders deutlich zeigen dies die Verformungsbilder für einen Rahmen mit $l/h = 1,25$ und $\lambda h = 15$ (Abbildungen 78,79, 80). Die durch die Ausfachtung behinderte Knotenverdrehung wird gut erfaßt.

Aus den Parameterstudien zur Berechnung der Ersatzstabquerschnitte ergibt sich die Beziehung für die Summe der Querschnittsfläche $A = A_1 + A_2$ beider Stäbe, wie sie in Abbildung 81 grafisch dargestellt ist. Das Verhältnis A_2/A des Ersatzstabquerschnitts A_2 für Stab 2 zum gesamten Ersatzquerschnitt A zeigt Abbildung 82.

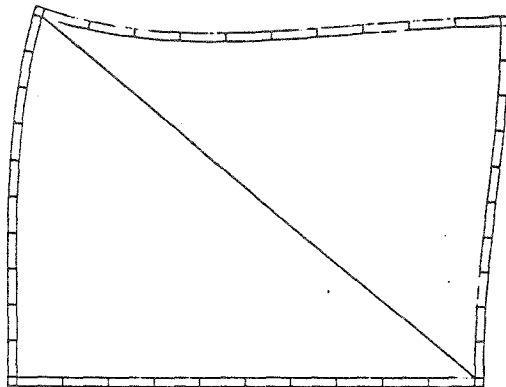


Abbildung 78: Verformung eines Rahmens mit einem diagonalen Ersatzstab

Damit sind auch die Ersatzbreiten für das Ersatzmodell eindeutig bestimmt.

Für die Anwendung können mit den Ergebnissen der Parameterstudien die Geometrie und die Querschnitte der Ersatzstäbe ermittelt werden. Die Ausfachungen von Rahmen sind dann durch die Ersatzstäbe bei der Tragwerksberechnung ersatzweise erfaßbar.

Zur allgemeinen Anwendung des modifizierten Ersatzmodells sind jedoch weitere Parameterstudien erforderlich. Dazu ist der Einfluß verschiedener Steifigkeitsverhältnisse Riegel/Stützen und der Einfluß von Vertikallasten zu untersuchen. Außerdem sind Studien bei der Verwendung des Ersatzmodells für die Berechnung mehrstöckiger Rahmen durchzuführen.

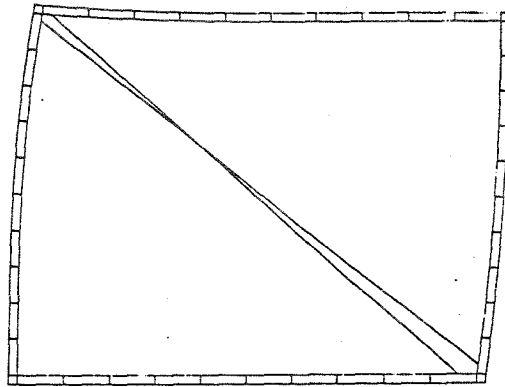


Abbildung 79: Verformung eines Rahmens für das modifizierte Ersatzstabmodell

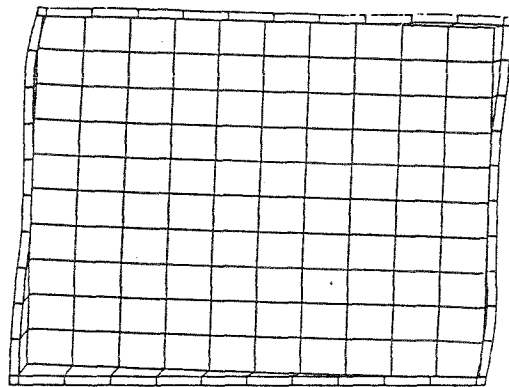


Abbildung 80: Verformung eines ausgefachten Rahmens

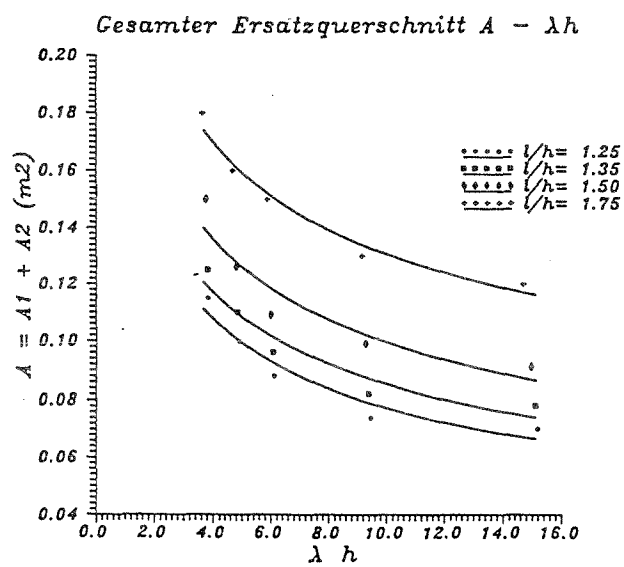


Abbildung 81: Gesamtquerschnitt A der Ersatzstäbe

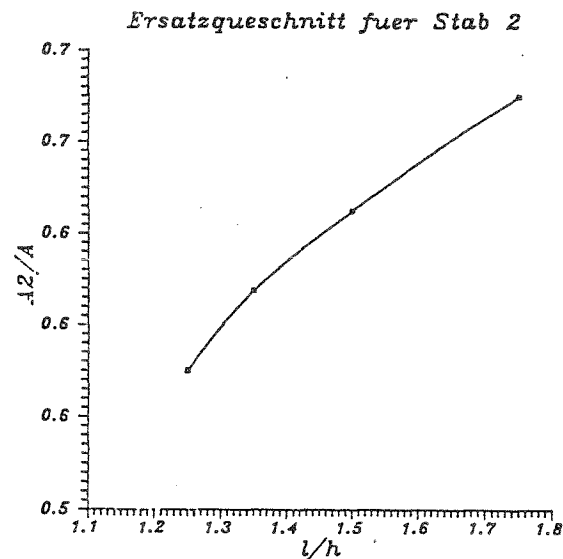


Abbildung 82: Bezogener Querschnitt des Ersatzstabes 2

5.4 Abschätzung der Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit des ausgefachten Rahmens wird mit Hilfe der Ersatzflächen des Ersatzsystem abgeschätzt. Es wird angenommen, daß zur Aufnahme der Schubkräfte in der Ausfachung eine effektive Fläche der Breite b' zur Verfügung steht. Die Breite der effektiven Schubfläche errechnet sich aus der ermittelten Gesamtquerschnittsfläche A der Ersatzstäbe nach der Gleichung:

$$b' = \frac{A \cos \theta}{t_w} \quad (37)$$

- b' - effektive Schubflächenbreite
- A - Gesamtquerschnitt der Ersatzstäbe
- t_w - Dicke der Ausfachung
- θ - Winkel zwischen der Horizontalen und der Diagonalen der Ausfachung

Die gesamte Tragfähigkeit bei zu erwartendem Schubversagen der Ausfachung wird dann mit den Gleichungen

$$H_u = H_{u,f} + H_{u,w} \quad (38)$$

$$H_{u,f} = \frac{2(M_{pj} + M_{pc})}{h} \quad (39)$$

$$H_{u,w} = \tau_{b'} A \cos \Theta \quad (40)$$

- H_u - Traglast des ausgefachten Rahmens
 $H_{u,f}$ - Traglast des bloßen Rahmens
 $H_{u,w}$ - Traglast der Ausfachung bei diagonalem Schubversagen
 M_{pc} - plastisches Moment einer Stütze
 M_{pj} - plastisches Moment der Stütze oder des Riegels (kleinerer Wert)
 h - Rahmenhöhe
 $\tau_{b'}$ - zulässige Schubspannung in der Ersatzfläche

berechnet. $H_{u,f}$ stellt die Traglast des bloßen Rahmens dar und $H_{u,w}$ die Traglast bei diagonalem Schubversagen der Ausfachung. Die Schubspannung $\tau_{b'}$ wird aus den Bruchbedingungen von Mann/Müller bestimmt, die sich beim Übergang vom Gleiten in der Lagerfuge zum Steinzugbruch ergeben. (vgl. Gleichungen 25, 26 und Abbildung 54)

Mit den Werten für den Versuchskörper aus Versuch v1

$$M_{pl,s} = 0,0122MNm$$

$$M_{pl,a} = 0,0138MNm$$

$$h = 1,16m$$

$$A_{ersatz} = .108m^2 \text{ (aus Abbildung 81 mit } \lambda h = 4 \text{)}$$

$$\Theta = 40,45^\circ$$

$$\tau_{b'} = 0.586MN/m^2$$

errechnet sich die Traglast des ausgefachten Rahmens zu

$$H_u = 0.089MN$$

Im Versuch wurden $0,082MN$ gemessen. Die vorgeschlagene Abschätzung

mit Hilfe der Ersatzfläche des Ersatzmodells zeigt, daß die Traglasten mit den Werten des Ersatzmodells und der Bruchbedingungen nach [2] näherungsweise berechnet werden können.

Zur Bestätigung der mit dem Ersatzmodell ermittelten Steifigkeiten und Traglasten von ausgefachten Rahmen sind noch weitere Versuche erforderlich.

6 Zusammenfassung mit Wertung für die praktische Anwendung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonrahmen mit Ausfachung aus Mauerwerk rechnerisch und experimentell untersucht. Die Versuche wurden unter zyklischer Belastung durchgeführt.

Ziel des Vorhabens war es, Kenntnisse zum Verhalten ausgefachter Rahmen zu gewinnen, um damit in der Lage zu sein, ein einfaches Ingenieurmodell für die praktische Anwendung zu entwickeln. Analytische und experimentelle Ansätze aus verschiedenen Veröffentlichungen dienten als Einstieg für die rechnerischen Untersuchungen. Grundlage für die Weiterentwicklung und Verifikation der rechnerischen Ansätze bildeten eigene Versuche an ausgefachten Stahlbetonrahmen.

Die Experimente wurden an drei Stahlbetonrahmen mit und ohne Ausfachung durchgeführt. Die Rahmen hatten die Abmessungen $L = 1,43 \text{ m} / H = 1,16 \text{ m}$. Die Stützen und Riegel hatten denselben Betonquerschnitt $b/d = 14/14$. Der Bewehrungsgrad der Stützen betrug 2,4, der des Riegels 2,76. Die Ausfachung wurde in Kalksandsteinmauerwerk KS-28-2 2DF mit Griffloch und Mörtelgruppe MIIa ausgeführt. Bei den Versuchskörpern mit Ausfachung wurde die Fuge zwischen Rahmen und Ausfachung einmal voll vermörtelt und einmal mit Styropor von $\sim 1,2 \text{ cm}$ Dicke ausgefüllt. Die zyklisch aufgebrachte horizontale Kopfverschiebung (Kopfkraft) wurde über eine hydraulische Anlage gesteuert. Das Tragverhalten der Versuchskörper wurde in mehreren Versuchsläufen mit sukzessiv gesteigerter maximaler Kopfverschiebung bis zum Versagen beobachtet.

Die beobachteten und gemessenen Versuchsergebnisse können folgendermaßen zusammengefaßt werden:

- Die Ausfachung hat in beiden Fällen (1. Fuge Rahmen/Mauerwerk vermörtelt, 2. Fuge mit Styropor) einen tragfähigkeitssteigernden Einfluß gegenüber dem Rahmen ohne Ausfachung. Im ersten Fall wird die Tragfähigkeit um 46 % gesteigert und im zweiten

Fall um 16 %.

- Die Anfangssteifigkeit ist bei dem Rahmen mit Ausfachung und vermörtelter Fuge Rahmen/Mauerwerk etwa 3,65 mal größer gegenüber der des bloßen Rahmens. Die Anfangssteifigkeit des anderen ausgefachten Rahmens ist praktisch identisch mit der des nicht ausgefachten.

Die Ausführung der Fuge zwischen Rahmen und dem ausfachenden Mauerwerk hat also einen signifikanten Einfluß auf Tragfähigkeit und Steifigkeit.

- Das Versagen der Betondruckzone an den Enden der Rahmenstiele stellt das endgültige Versagen aller drei Versuchskörper dar. Dadurch zeigten die getesteten Rahmen etwa gleich duktilen Verhalten. Im Mauerwerk der Rahmen mit Ausfachung zeigt sich das Gleiten entlang der Lagerfugen als wesentlicher Versagens- und Verformungsmechanismus. Die Auflast auf die Ausfachungen infolge der Kontaktkraft zwischen Rahmen und Mauerwerk ist demzufolge niedrig im Verhältnis zur Steinzugfestigkeit. Bei kleinen Kopfverschiebungen gleiten ganze Steinreihen in den Lagerfugen bei beiden Rahmen mit Ausfachung. Bei großen Verschiebungen bildet sich in beiden Rahmen ein abgetreppter Riß durch die Stoß- und Lagerfugen entlang der Diagonalen der Ausfachungen. Durch die steigende Druckkraft auf das Mauerwerk infolge der zunehmend behinderten Rahmenknotenverdrehung kann sich dieser Riß schließlich ausbilden. Diese Beobachtung ist für die Ableitung des mechanischen Modells wichtig.

Da das Mauerwerk sich beträchtlich plastisch verformt, stellt sich auch bei den ausgefachten Rahmen das endgültige Versagen an den Enden der Rahmenstiele ein.

Die rechnerischen Untersuchungen werden mit zwei verschiedenen Methoden durchgeführt und lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit Hilfe der Finite-Element-Methode wird die Ausfachung durch Scheibenelemente (16-Knoten-Elemente) abgebildet. Beton und Bewehrung werden mit Scheibenelementen und Stabelementen modelliert.

Für jedes Material (Beton, Stahl, Mauerwerk) werden nichtlineare Werkstoffmodelle verwendet. Für Stahl und Beton wurden bekannte Modelle eingesetzt. Als Materialmodell für das Mauerwerk wird ein einfaches Werkstoffmodell vorgeschlagen, das Steine und Fugen verschmiert abbildet. Als Bruchbedingungen für das Modell werden im wesentlichen die Bedingungen von Mann/Müller verwendet.

Die Nachrechnung mit diesen Materialmodellen zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

- Aufbauend auf das bekannte Ersatzstabmodell zur Erfassung des wesentlichen Tragverhaltens der Ausfachung wurde ein modifiziertes Ersatzstabverfahren vorgeschlagen. Damit soll der Einfluß der behinderten Rahmenknotenverdrehung durch die Ausfachung besser berücksichtigt werden, um so das Tragverhalten ausgefachter Stahlbetonrahmen zutreffender zu beschreiben.

Für die praktische Anwendung können folgende Aussagen gemacht werden:

- Die Ergebnisse der Modellierung mit der FE-Methode und dem vorgeschlagenen mechanischen Modell sind ermutigend. Sie bedürfen aber weiterer Absicherung und Verbesserung. Um praxisrelevante Aussagen über das Verhalten ausgefachter Stahlbetonrahmen mit Mauerwerk machen zu können, sind daher weitere Versuche erforderlich, die Aufschluß über den Einfluß des Steinmaterials auf das Tragverhalten geben. Darüberhinaus ist der Einfluß von Vertikalkräften experimentell zu erforschen.

7 Anhang

7.1 Abschätzung der Bruchlast

Im Folgenden werden die Ansätze zur Berechnung der Bruchlasten aus verschiedenen Veröffentlichungen angegeben.

Bezeichnungen

$H_{u,w}$	- Tragfähigkeit der Ausfachung
$H_{u,w}^{crack}$	- Reduzierte Tragfähigkeit der Ausfachung
$C_R = 0.5$	- Schubreduktionsfaktor
$H_{u,c}$	- Tragfähigkeit einer Stütze
$H_{u,f}$	- Tragfähigkeit des Rahmens
H_u	- Tragfähigkeit des ausgefachten Rahmens
$f_{bs} = 0.4MN/m^2$	- Haftscherfestigkeit
$\mu = 0.6$	- Reibungskoeffizient
$c = 0.12MN/m^2$	- Kohäsion
M_{pj}	- plastisches Moment eines Rahmenknotens (der kleinere Wert von M_{pc} und M_{pb})
$M_{pc} = 0.0122MNm$	- plastisches Moment einer Stütze
M_{pcs}	- plastisches Moment einer Stütze unter Berücksichtigung des Schubeinflusses
$M_{pb} = 0.0138MNm$	- plastisches Moment des Riegels
$f_{t,w} = 1,0MN/m^2$	- Zugfestigkeit der Ausfachung
$f_{c,w} = 9,3MN/m^2$	- Druckfestigkeit der Ausfachung
$\epsilon_{u,w} = 0.004mm/m$	- Bruchdehnung der Ausfachung
$t_w = 0.115m$	- Dicke der Ausfachung
$E_w = 4000MN/m^2$	- E-Modul der Ausfachung
J_w	- Trägheitsmoment der Ausfachung
J_c	- Trägheitsmoment einer Stütze
$A_w = t_w * l_w$	- Fläche der Ausfachung
$h_w = 1.02m$	- Höhe der Ausfachung
$\theta = 40.45^\circ$	- Winkel zwischen der Diagonalen und der Horizontalen
$l_w = 1.15m$	- Länge der Ausfachung
$d_w = 1.63m$	- Länge der Diagonalen

h	- Rahmenhöhe
l	- Rahmenlänge
$Q_{U,C}$	- Tragfähigkeit der Schubbewehrung
$\alpha = 7/8$	- Reduktionsfaktor
$b = 2.3$	- Faktor für die Schubspannungen (Wert nach [2])
V	- Vertikalkraft auf den ausgefachten Rahmen
A	- Ersatzstabfläche ($1/3 * d_w * t_w$ bei Holmes)
W	- Ersatzstabbreite
E_F	- E-Modul des Rahmens
J_F	- Trägheitsmoment der Rahmenstiele
$M_{pj1, M_{pj2}}$	- plastische Momente der Rahmenknoten für positiv bzw. negativ wirkende Drehrichtung
$\gamma_{mv} = 1.0$	- Sicherheitsfaktor
f_y	- Fließspannung der Schubbewehrung
A_s	- Querschnitt der Schubbewehrung

1) Stafford Smith [12]

Stafford gibt die folgenden Gleichungen für das Versagen der Mauerwerksausfachung an:

$$H_{u,w} = \frac{f_{bs} \cdot l_w \cdot t_w}{\left(1,43 - \frac{\mu}{\gamma_{mv}} \left(0,8 \cdot \frac{h_w}{l_w} - 0,2\right)\right) \gamma_{mv}} \quad \text{Schubversagen}$$

$$H_{u,w} = \frac{4f_k}{\gamma_{mv}} \cos^2 \Theta \sqrt[4]{J_c h_w t_w} \quad \text{Druckversagen}$$

2) Holmes [8]

Die von Holmes vorgeschlagenen Berechnungsformel der Traglast des Rahmens mit Ausfachung geht von einem linear elastischen Verhalten des Rahmens bis zum Versagen der Ausfachung aus. Die Gleichung lautet:

$$H_u = \frac{24E_w J_w \epsilon_{u,w} d_w}{h^3 \left(1 - \frac{E_w J_w}{E_f J_f} \cot \Theta\right) \cos \Theta} + A f_{c,w} \cos \Theta$$

3) Liauw/Kwan [21]

Die Autoren unterscheiden drei Versagensfälle ausgefachter Rahmen. Sie leiten ihre Gleichungen auf der Grundlage der Plastizitätstheorie her.

1. Versagen der Ausfachung auf Druck in den Rahmenecken mit plastischen Glenk in der Stütze.
2. Versagen der Ausfachung auf Druck in den Rahmenecken mit plastischen Glenk im Riegel.
3. Versagen der Ausfachung auf Schub in der Diagonalen mit plastischen Glenken in den schwächeren Querschnitten des Rahmens.

Die Gleichungen lauten im Einzelnen:

$$H_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{2(M_{pj} + M_{pc}) \cdot f_{c,w} \cdot t_w} \\ \frac{1}{\tan \Theta} \cdot \sqrt{2(M_{pj} + M_{pb})} \\ \frac{4M_{pj}}{h} + \frac{f_{c,w} \cdot t_w \cdot h}{6} \end{array} \right.$$

4) Tassios [15]

Tassios gibt sehr ähnliche Gleichungen wie oben an. Er unterscheidet dabei prinzipiell dieselben Versagensfälle mit den folgenden Gleichungen:

$$H_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{2(M_{pcs} + M_{pb}) \cdot f_{c,w} \cdot t_w} \\ \frac{2}{\tan \Theta} \cdot \sqrt{M_{pb} \cdot f_{c,w} \cdot t_w} \\ \frac{2(M_{j1} + M_{s2})}{h} + \frac{f_{c,w} \cdot t_w \cdot h}{6} \end{array} \right.$$

5) Tomazevic [22]

Tomazevic leitet aus seinen Versuchsbeobachtungen die folgenden Beziehungen zur Abschätzung der Traglast ausgefachter Rahmen mit Mauerwerk ab:

$$\begin{aligned} H_{u,w} &= H_{s,if} \\ &= \frac{1}{2\alpha} \cdot \frac{h_w}{l_w} \cdot \frac{A_w}{b^2} \cdot f_{t,w} \left(1 + \sqrt{\left(2\alpha b \frac{l_w}{h_w} \right)^2 \left(1 + \frac{V}{A_w \cdot f_{t,w}} \right) + 1} \right) \end{aligned}$$

Tragfähigkeit der Ausfachung

$$H_{u,w}^{crack} = C_R \cdot H_{u,w} \quad \text{Schubreduktionsfaktor}$$

$$Q_{u,c} = A_S \cdot f_y \quad \text{Tragfähigkeit der Schubbewehrung}$$

$$H_{u,c} = \frac{2M_{pc}}{h} \quad \text{horizontale Tragfähigkeit einer Stütze}$$

7.2 Formfunktionen für das 16-Knoten Scheibenelement

$$N_1 = \frac{1}{256}(1 + r + s - 9r^2 + rs - 9s^2 - 9r^3 - 9r^2s - 9rs^2 - 9s^3 - 9r^3s - 9rs^3 + 81r^2s^2 + 81r^3s^2 + 81r^2s^3 + 81r^3s^3)$$

$$N_2 = \frac{1}{256}(-9 - 27r - 9s + 9r^2 - 27rs + 81s^2 + 27r^3 + 9r^2s + 243rs^2 + 81s^3 + 27r^3s + 243rs^3 - 81r^2s^2 - 243r^3s^2 - 81r^2s^3 - 243r^3s^3)$$

$$N_3 = \frac{1}{256}(-9 + 27r - 9s + 9r^2 + 27rs + 81s^2 - 27r^3 + 9r^2s - 243rs^2 + 81s^3 - 27r^3s - 243rs^3 - 81r^2s^2 + 243r^3s^2 - 81r^2s^3 + 243r^3s^3)$$

$$N_4 = \frac{1}{256}(1 - r + s - 9r^2 - rs - 9s^2 + 9r^3 - 9r^2s + 9rs^2 - 9s^3 + 9r^3s + 9rs^3 + 81r^2s^2 - 81r^3s^2 + 81r^2s^3 - 81r^3s^3)$$

$$N_5 = \frac{1}{256}(-9 + 9r - 27s + 81r^2 + 27rs + 9s^2 - 81r^3 + 243r^2s - 9rs^2 + 27s^3 - 243r^3s - 27rs^3 - 81r^2s^2 + 81r^3s^2 - 243r^2s^3 + 243r^3s^3)$$

$$N_6 = \frac{1}{256}(-9 + 9r + 27s + 81r^2 - 27rs + 9s^2 - 81r^3 - 243r^2s - 9rs^2 - 27s^3 + 243r^3s + 27rs^3 - 81r^2s^2 + 81r^3s^2 + 243r^2s^3 - 243r^3s^3)$$

$$N_7 = \frac{1}{256}(1 - r - s - 9r^2 + rs - 9s^2 + 9r^3 + 9r^2s + 9rs^2 + 9s^3 - 9r^3s - 9rs^3 + 81r^2s^2 - 81r^3s^2 - 81r^2s^3 + 81r^3s^3)$$

$$N_8 = \frac{1}{256}(-9 + 27r + 9s + 9r^2 - 27rs + 81s^2 - 27r^3 - 9r^2s - 243rs^2 - 81s^3 + 27r^3s + 243rs^3 - 81r^2s^2 + 243r^3s^2 + 81r^2s^3 - 243r^3s^3)$$

$$N_9 = \frac{1}{256}(-9 - 27r + 9s + 9r^2 + 27rs + 81s^2 + 27r^3 - 9r^2s + 243rs^2 - 81s^3 \\ - 27r^3s - 243rs^3 - 81r^2s^2 - 243r^3s^2 + 81r^2s^3 + 243r^3s^3)$$

$$N_{10} = \frac{1}{256}(1 + r - s - 9r^2 - rs - 9s^2 - 9r^3 + 9r^2s - 9rs^2 + 9s^3 + 9r^3s + 9rs^3 \\ + 81r^2s^2 + 81r^3s^2 - 81r^2s^3 - 81r^3s^3)$$

$$N_{11} = \frac{1}{256}(-9 - 9r + 27s + 81r^2 + 27rs + 9s^2 + 81r^3 - 243r^2s + 9rs^2 - 27s^3 \\ - 243r^3s - 27rs^3 - 81r^2s^2 - 81r^3s^2 + 243r^2s^3 + 243r^3s^3)$$

$$N_{12} = \frac{1}{256}(-9 - 9r - 27s + 81r^2 - 27rs + 9s^2 + 81r^3 + 243r^2s + 9rs^2 + 27s^3 \\ + 243r^3s + 27rs^3 - 81r^2s^2 - 81r^3s^2 - 243r^2s^3 - 243r^3s^3)$$

$$N_{13} = \frac{1}{256}(81 - 243r + 243s - 81r^2 - 729rs - 81s^2 + 243r^3 - 243r^2s + 243rs^2 \\ - 243s^3 + 729r^3s + 729rs^3 + 81r^2s^2 - 243r^3s^2 + 243r^2s^3 - 729r^3s^3)$$

$$N_{14} = \frac{1}{256}(81 + 243r + 243s - 81r^2 + 729rs - 81s^2 - 243r^3 - 243r^2s - 243rs^2 \\ - 243s^3 - 729r^3s - 729rs^3 + 81r^2s^2 + 243r^3s^2 + 243r^2s^3 + 729r^3s^3)$$

$$N_{15} = \frac{1}{256}(81 - 243r - 243s - 81r^2 + 729rs - 81s^2 + 243r^3 + 243r^2s + 243rs^2 \\ + 243s^3 - 729r^3s - 729rs^3 + 81r^2s^2 - 243r^3s^2 - 243r^2s^3 + 729r^3s^3)$$

$$N_{16} = \frac{1}{256}(81 + 243r - 243s - 81r^2 - 729rs + -81s^2 - 243r^3 + 243r^2s - 243rs^2 \\ + 243s^3 + 729r^3s + 729rs^3 + 81r^2s^2 + 243r^3s^2 - 243r^2s^3 - 729r^3s^3)$$

Literatur

- [1] Krätzig W.B., Meskouris K., Nachweis seismisch beanspruchter Stahlbetonrahmen auf der Grundlage einer Duktilitätsbilanz, Beton und Stahlbetonbau 7/1987, S.190.
- [2] Mann W., Müller W., Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises, Mauerwerkkalender 1985.
- [3] Polyakov S.V., Masonry in Framed Buildings; An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling (English translation), Moscow, 1957.
- [4] Stylianidis K.C., Cyclic Behaviour of Infilled R/C Frames, Brick and Block Masonry, vol.1-3, pp. 792-799, ISBN 1 85166 2650, Elsevier Appl.Science Publ..
- [5] Moghaddam a H., Dowling J.P., Earthquake Resistant Design of Brick Infilled Frames, Brick and Block Masonry, vol.1-3, pp. 774-784, ISBN 1 85166 2650, Elsevier Appl.Science Publ..
- [6] Dawe J.L., Hatzinikolas M.A., Behaviour of Masonry Infilled Panels in Steel Frames, Brick and Block Masonry, vol.1-3, pp. 516-527, ISBN 1 85166 2650, Elsevier Appl.Science Publ..
- [7] Achyutha H., Shakeeb ur Rahman S., Karisiddappa, Effect of Position of Openings on the Behaviour of Infilled Frames, Brick and Block Masonry, vol.1-3, pp. 1108-1118, ISBN 1 85166 2650, Elsevier Appl.Science Publ..
- [8] Holmes M., Combined loading on infilled frames, ICE Vol.25,pp.31-38, 1963.
- [9] Stafford Smith B., Lateral Stiffness of Infilled Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 88, ST6, Dec. 1962.
- [10] Stafford Smith B., Behavior of Square Infilled Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 92, ST1, Febr. 1966.

- [11] Stafford Smith B., Carter C., A Method of Analysis for Infilled Frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol.44, Sept.1969.
- [12] Stafford Smith B., Riddington J.R., The design of masonry infilled steel frames for bracing structures, The Structural Engineer, March 1978, No.1, Vol.56B.
- [13] Mainstone R.J., On the Stiffness and Strengths of Infilled Frames, Current Paper CP 2/72, Building Research Station, Febr. 1972, Reprinted from Proc. ICE, 1971 Suppl. (IV), Paper No 7360S, pp. 57-90.
- [14] Smolira M., Analysis of Infilled Shear Walls, Proc. Institution of Civil Engineers, Paper No 7672, Dec. 1973, pp. 895-912
- [15] Tassios T.P., Masonry Infill and R.C. Walls under Cyclic Actions, CIB Symposium on Wall Structures, Warsaw, June 1984
- [16] Klinger R.E., Bertero V.V., Infilled Frames in Aseismic Construction, Earthquake Engineering Research Center, Berkely, EERC 76-32.
- [17] Axley J.W., Bertero V.V., Infilled Panels: Their Influence on the Seismic Response of Buildings, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EERC 79-28, Sept. 1979
- [18] Liauw T.C., Kwan K.H., Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength, Proc. ICE, Part 2, vol. 75, Dec. 1983, pp. 707-723.
- [19] Liauw T.C. and Lee S.W., On the Behaviour and the Analysis of Multistorey Infilled Frames Subjected to Lateral Loading, Proc. ICE, Part 2, vol. 63, Sept. 1977, pp. 641-656.
- [20] Wood R.H., Plasticity, Composite Action and Collapse Design of Unreinforced Shear Wall Panels in Frames, Proc. ICE, Part 2, vol. 65, June 1978, pp. 381-411.
- [21] Liauw T.C., Kwan K.H., Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength, Proc. ICE, Part 2, vol. 75, Dec. 1983, pp. 707-723.

- [22] Zarnic R., Tomazevic M., Study of the Behaviour of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Seismic Loading Part II, Report ZRMK/IKPI-85/02, Ljubljana 1985.
- [23] Mallick D.V., Severn R.T., The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading, Proc. ICE, Sept./Dec. 1967, vol. 39, pp. 639-656
- [24] Mallick D.V., Garg R.P., Effect of Openings on the Lateral Stiffness of Infilled Frames, Proc. ICE, vol. 49, Paper No 7371, pp. 193-210.
- [25] Kost G., Weaver W., Barber R., Nonlinear Dynamic Analysis of Frames with Filler Panels, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 100, ST4, April 1974.
- [26] Brokken S., Bertero V.V., Studies on Effects of Infills in Seismic Resistant R/C Construction, Report UCB/EERC-81/12 Oct. 1981, University of California, Berkeley. 1337-1361.
- [27] Rivero C.E., Walker W.H., An Analytical Study of the Interaction of Frames and Infill Masonry Walls, A Report on a Research Project Sponsored by the "National Science Foundation" Research Grant Nos. ENV 77-07190 and PFR 80-02582, University of Illinois Urbana, Sept. 1982
- [28] Rothe D., Schmidt T., SNAP - A Structural Nonlinear Analysis Program, Darmstadt Concrete 1989 (in preparation)
- [29] BATHE K.-J. Numerical Methods in Finite Element Analysis. pp.322-324 *Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1976*
- [30] Rothe D., Doktorarbeit z.Z. in Bearbeitung.
- [31] Keuser M., Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen. Fortschrittberichte VDI, Reihe 4: Bauingenieurwesen Nr. 71, VDI Verlag 1985.
- [32] Darwin D., and Pecknold D.A., Inelastic Model for Cyclic Loading, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103 , No. EM2, Proc. Paper 12839, April 1977, pp.229-241.

- [33] Thompson, K.J., und Park, R., Moment-Curvature Behaviour of Cyclically Loaded Structural Concrete members. Proc. Inst. Civ. Engrs. Part 2, June 1980.
- [34] Menegotto, M., und Pinto, P.E., Method of Analysis of Cyclically Loaded R/C Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force und Bending. Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, IABSE, Lisboa, 1973.
- [35] Ötes A. Zur werkstoffgerechten Berechnung der Erdbebenbeanspruchung in Stahlbetontragwerken. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 25, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1985
- [36] Ramberg, W., und Osgood, W.R., Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters. Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, July 1943.
- [37] Dhansekar M., Page A.W. and Kleeman P.W., Behaviour of Brick Masonry under Biaxial Stress with Particular Reference to Infilled Frames, Proc. 7th Int. Conf. on Brick Masonry, Melbourne, 1985, 815-824
- [38] Dhansekar M., Page A.W., The Influence of Brick Masonry Infill Properties on the Behaviour of Infilled Frames, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, 1986, 81, Dec., 593-605.
- [39] Page A.W., Dhannsekar u.a., An in-plane finite element model for brick masonry, Proc. Struc. Congress, ASCE, Chicago, III., pp. 1-18 New analysis techniques for structural masonry, S.C. Anand, Ed..
- [40] Page A. W., The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 1981, 71, 893-906.
- [41] Page A. W., The Strength of Brick Masonry under Biaxial Tension-Compression, Int. J. Masonry Constr., 1983, 3, No. 1, 26-31.
- [42] Ganz H.R., Thürlimann B., Design of Masonry Walls under Normal Force and Shear, Contribution of the Design of Masonry Walls, Januar

- 1989, Bericht Nr.168, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkenhäuserverlag Basel Boston Berlin.
- [43] König G., Mann W., Ötes W., Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Abschlußbericht gefördert vom Institut für Bautechnik, Berlin, Az.: IV/ 1-5-488/86, Frankfurt/M. Oktober 1988.
- [44] Klinger R.E., Bertero V.V., Infilled Frames in Aseismic Construction, Earthquake Engineering Research Center, Berkely, EERC 76-32.
- [45] Kost G., Weaver W., Barber R., Nonlinear Dynamic Analysis of Frames with Filler Panels, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 100, ST4, April 1974.
- [46] Rivero C.E., Walker W.H., An Analytical Study of the Interaction of Frames and Infill Masonry Walls, A Report on a Research Project Sponsored by the "National Science Foundation" Research Grant Nos. ENV 77-07190 and PFR 80-02582, University of Illinois Urbana, Sept. 1982
- [47] König G., Rothe D., Schmidt Th., SNAP - Ein nichtlineares Finite Element Programm, in: Erwin Stein (Hrsg.), Nichtlineare Berechnungen im Konstruktiven Ingenieurbau, Springer Verlag 1989
- [48] Dhasekar M., Kleeman P.W. and Page A.W., Non Linear Biaxial Stress-Strain Relations for Brick Masonry. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 111, N. ST5, Proc. May 1985
- [49] Dhasekar M., Page A.W., The Influence of Brick Masonry Infill Properties on the Behaviour of Infilled Frames, Proc.Instn Civ. Engrs, Part 2, 1986, 81, Dec., 593-605.

RESUME

Des investigations expérimentales et analytiques étaient exécutées pour déterminer le comportement des cadres remplis de maçonnerie sous des charges cycliques horizontales.

Trois cadres en béton armé d'un rapport $l/h = 1,23$ étaient essayés. Deux de ces cadres étaient remplis de maçonnerie, l'autre était sans remplissage. Les remplissages étaient construits de maçonnerie en briques silico-calcaires en liaison-panneresse. Les joints verticaux entre les briques étaient tous fichés au mortier. Pour l'un des deux cadres remplis de maçonnerie le joint entre le remplissage et le cadre était entièrement fiché au mortier, pour l'autre le joint était rempli de polystyrène expansible (STYROPOR).

Les essais indiquent que le remplissage augmente la force portante des deux cadres remplis. La rigidité initiale n'était augmentée que pour le cadre rempli avec des joints fichés au mortier entre cadre et remplissage. L'autre cadre avec le joint rempli de STYROPOR se comportait comme le cadre sans remplissage pour des déplacements peu élevés au bout. Pour les deux cadres remplis les briques glissaient dans les joints horizontaux, et une fissure diagonale à travers les joints verticaux et horizontaux apparaissait pour des déplacements relativement élevés au bout. Toutes les trois éprouvettes défailaient après la zone comprimée dans l'extrémité des appuis était entièrement endommagée.

Les investigations analytiques étaient basées sur deux méthodes. D'une part la méthode des éléments finites était employé pour examiner le comportement non-linéaire des cadres remplis, en utilisant de différents modèles de matériaux pour le béton, l'acier et la maçonnerie. Pour la maçonnerie, un simple modèle de matériaux était proposé. Les résultats de l'analyse aux éléments finites étaient en bonne conformité avec les résultats expérimentaux.

De l'autre part un modèle modifié de barres de remplacement était dérivé pour modeler le remplissage. A partir des études paramétriques on a obtenu les paramètres décrivant le modèle.

Technische Hochschule Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. König
Alexanderstr. 5, 6100 Darmstadt

Forschungsvorhaben: Einfluß von tragenden und nichttragenden
Ausfachungen aus Mauerwerk auf das Tragverhalten von Gebäuden unter
hohen zyklischen Lasten

Abstract

Experimental and analytical investigations were carried out with the purpose of capturing the behaviour of masonry infilled frames under horizontal cyclic loads.

Three reinforced concrete frames with a l/h ratio of 1,23 were tested. One frame has no infill. The other two frames were infilled with masonry. The infill was constructed with solid calcium silicate bricks with one grip hole ($l:w:h=240:115:113\text{mm}$) layed in mortar. The vertical joints between the bricks were always filled with mortar. The joint between infill and surrounding frame was filled with mortar for one of the frames with infill. For the other the joint was filled with styrofoam a relativ soft material.

The tests showed that the infill increases the loadbearing capacity of both infilled frames. The initial stiffness was only increased for the infilled frame with mortar in the joint between frame and infill. In the other case the infilled system acts like the bare frame for low topdisplacements. In both infilled frames the bricks of the masonry slide in the bed joints and a diagonal crack through the vertical and bed joints appeared at relatively high topdisplacements.

All three specimens failed after the compression zone in the end sections of the frame columns were damaged completely.

For the analytical work two methods were used. On the ones side the finite element method was applied to studie the nonlinear behaviour of the infilled frames tested before. Several nonlinear material models were used for the concrete, the steel and the masonry. Especially for the masonry a simple smeared model was proposed. The results of the finite element analysis are satisfactory compared to the observed behaviour in the tests.

On the other side a modification of the equivalent strut method was proposed to model the infill. Parametric studies were done to get the parameters describing the model.