BRUCHMECHANISCHER BEITRAG ZUR BIEGEZUGFESTIGKEIT VON MAUERWERK

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften genehmigte Dissertation

vorgelegt von

ULF SCHMIDT

Berichter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt

Tag der mündlichen Prüfung: 07.04.2014

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

AACHENER BEITRÄGE ZUR BAUFORSCHUNG DES IBAC

Herausgeber:

Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac)
Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Brameshuber

Bibliografische Information der Deutschen Bibliothek
Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über http://dnb.ddb.de abrufbar.

Aachener Beiträge zur Bauforschung des IBAC ; Bd.19
ISBN 978-3-95886-025-4

0101 deutsche buecherei
© 2015 Ulf Schmidt

Wissenschaftsverlag Mainz in Aachen
Süsterfeldstr. 83, 52072 Aachen
Telefon: 02 41 / 87 34 34
www.verlag-mainz.de

Herstellung:
Druckerei Mainz GmbH,
Süsterfeldstr. 83, 52072 Aachen
Telefon 02 41 / 87 34 34

D 82 (Diss. RWTH Aachen University, 2014)

Gedruckt auf chlorfrei gebleichtem Papier

Meinem Vater gewidmet

VORWORT

Die wesentlichen Grundlagen der vorliegenden Arbeit entstanden während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac). Ein Großteil der Untersuchungen wurde im Rahmen eines Einzelvorhabens von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert. Weitere themenverwandte und in diese Arbeit eingeflossene Projekte wurden finanziell von der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF), dem Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) sowie der Mauersteinindustrie unterstützt. Für die Förderung der Projekte bedanke ich mich.

Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber bedanke ich mich für die umfassende Unterstützung und seine stete Diskussionsbereitschaft bei der Durchführung der Arbeit. Weiterhin bedanke ich mich für das mir entgegengebrachte Vertrauen sowie die lehrreiche Zeit am ibac. Für die Übernahme des Zweitgutachtens und ihr Interesse an der Arbeit danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger und Herrn Prof. Dr.-Ing. Prof h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt.

Ein Dank gilt allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Instituts für Bauforschung, insbesondere meinen Kollegen aus der Arbeitsgruppe „Mauerwerk“, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Weiterhin danke ich Herrn Dr.-Ing. Joachim Hannawald für die fachliche Unterstützung bei der Lösung numerischer Problemstellungen und das Korrekturlesen der Arbeit.

Besonders herzlich bedanke ich mich bei meiner Familie, allen voran meiner lieben Frau Yvonne für ihre Geduld sowie meinen Kindern Hannah, Philipp und Sophie, die in den vergangenen Jahren auf zahlreiche gemeinsame Stunden verzichtet haben. Meinen Eltern danke ich dafür, dass sie mich immer unterstützt haben, besonders danke ich meinem Vater Prof. em. Dr. rer. nat. Dieter Schmidt für sein Engagement bei der Erstellung und das Korrekturlesen der Arbeit. Leider verunglückte mein Vater vor der Drucklegung der Arbeit. Es freut mich jedoch sehr, dass er den Tag der mündlichen Prüfung miterleben durfte.

Koblenz, März 2015

INHALTSVERZEICHNIS

1 EINLEITUNG 1

1.1 Motivation und Zielsetzung 2

1.2 Vorgehensweise 3

2 BIEGEBEANSPRUCHTES MAUERWERK - LITERATURÜBERSICHT 7

2.1 Allgemeines, Definition 8

2.2 Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen 9

2.2.1 Allgemeines 9

2.2.2 Übersicht über themenverwandte Arbeiten 11

2.2.3 Stand der Normung 22

2.3 Biegebeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen 30

2.3.1 Allgemeines 30

2.3.2 Übersicht über themenverwandte Arbeiten 32

2.3.3 Stand der Normung 40

2.4 Zusammenfassung 41

3 MATERIALKENNWERTE VON MAUERSTEINEN 43

3.1 Einleitung, Grundlagen 44

3.1.1 Allgemeines 44

3.1.2 Mechanische und bruchmechanische Eigenschaften von Mauersteinen 49

3.2 Verwendete Mauersteine und durchgeführte Untersuchungen 53

3.2.1 Verwendete Mauersteine und Übersicht über das Versuchsprogramm 53

3.2.2 Experimentelle Untersuchungen am Mauersteinmaterial 55

3.2.3 Inverse Bestimmung von Stoffgesetzen durch numerische Simulation 58

3.2.4 Analytische Untersuchungen zur Kerbempfindlichkeit, zum Größeneffekt und zum Einfluss des Stoffgesetzes auf die Biegezugfestigkeit 61

3.2.5 Experimentelle Untersuchungen an ganzen Mauersteinen 62

3.3 Ergebnisse der Untersuchungen an Mauersteinmaterialien 64
3.3.1 Übersicht über die experimentellen Untersuchungsergebnisse 64
3.3.2 Kennwerte und Anwendbarkeit der LEBM 67
3.3.3 Vollständige Stoffgesetze 69
3.3.4 Kerbempfindlichkeit 71
3.3.5 Einfluss des Entfestigungsverhaltens auf die Festigkeitseigenschaften 72
3.3.6 Dickeneinfluss 73

3.4 Ergebnisse der Untersuchungen an Mauersteinen 75
3.4.1 Übersicht über die experimentellen Untersuchungsergebnisse 75
3.4.2 Eigenschaften und Besonderheiten der unterschiedlichen Materialien 75
3.4.3 Dickeneinfluss 77
3.4.4 Biegezugversuche an gekerbten Prüfkörpern 77

3.5 Zusammenfassung 78

4 MAUERMÖRTEL UND VERBUNDVERHALTEN UNTER ZUGBEANSPRUCHUNG 79

4.1 Einleitung, Grundlagen 80
4.1.1 Allgemeines 80
4.1.2 Mechanische und bruchmechanische Eigenschaften 81

4.2 Verwendete Materialien und durchgeführte Untersuchungen 86
4.2.1 Verwendete Materialien 86
4.2.2 Bestimmung der Mörteleigenschaften 86
4.2.3 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten 88
4.2.4 Inverse Bestimmung von Stoffgesetzen durch numerische Simulation 91

4.3 Untersuchungsergebnisse 92
4.3.1 Übersicht über die Untersuchungsergebnisse 92
4.3.2 Eigenschaften und Besonderheiten der unterschiedlichen Materialien 93
4.3.3 Kennwerte der LEBM und NLBM 96
4.3.4 Vollständige Stoffgesetze 97

4.4 Analytische Untersuchungen zur Kerbempfindlichkeit und zum Dickeneinfluss 98
4.4.1 Kerbempfindlichkeit 98
4.4.2 Dickeneinfluss 99

4.5 Zusammenfassung 101

5 MATERIALKENNWERTE DES VERBUNDES UNTER SCHER-BEANSPRUCHUNG 103

5.1 Einleitung, Grundlagen 104
5.1.1 Allgemeines 104
5.1.2 Stoffgesetz zur Beschreibung des Verbundverhaltens unter Scherbeanspruchung 105
5.1.3 Spannungsverteilung in torsionsbeanspruchten Querschnitten 108
5.1.4 Bisherige Untersuchungsergebnisse 112

5.2 Versuchseinrichtung und durchgeführte Untersuchungen 120
5.2.1 Torsionsstand 120
5.2.2 Kalibrierung des Versuchsstandes 121
5.2.3 Durchgeführte Untersuchungen 122

5.3 Ergebnisse der Torsionsversuche an Zylindern 126
5.3.1 Anmerkungen zur Auswertung der Versuche 126
5.3.2 Torsionsversuche an Hohlzylindern 127
5.3.3 Torsionsversuche an Vollzylindern 130

5.4 Ergebnisse der Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten 137
5.4.1 Anmerkungen zur Auswertung der Versuche 137
5.4.2 Untersuchungen an Kalksandsteinen 138
5.4.3 Untersuchungen an Ziegeln 141

5.5 Einaxiale Haftscherversuche 142

5.6 Zusammenfassung 143

6 BAUTEILUNTERSUCHUNGEN ZUM BIEGETRAGVERHALTEN VON MAUERWERK 145

6.1 Einleitung, Durchgeführte Untersuchungen 146

6.2 Versuchseinrichtung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen 148
6.2.1 Prüfkörperherstellung und -lagerung 148
6.2.2 Durchführung der Biegezugversuche parallel zu den Lagerfugen 149
6.2.3 Biegezugversuche parallel zu den Lagerfugen mit Auflast 153
6.2.4 Biegezugversuche senkrecht zu den Lagerfugen 156

6.3 Auswertung der Versuchsdaten 157

6.4 Numerische Untersuchungen 160
6.4.1 Modell und Voruntersuchungen 160
6.4.2 Stoffgesetze 162
6.4.3 Durchgeführte Berechnungen und Auswertung 165
6.4.4 Anmerkung 167

6.5 Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen 168
6.5.1 Mauerwerk aus Kalksand-Vollsteinen 168
6.5.2 Porenbeton-Dünnbettmauerwerk 182
6.5.3 Mauerwerk aus Kalksand-Lochsteinen 185
6.5.4 Mauerwerk aus Hochlochziegeln 190
6.5.5 Mauerwerk aus Vormauerziegeln 194

6.6 Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung 198

6.7 Biegezugbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen 202
6.7.1 Mauerwerk aus Kalksand-Vollsteinen 202
6.7.2 Mauerwerk aus Vormauerziegeln 205

6.8 Zusammenfassung 207
6.8.1 Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen 207
6.8.2 Biegezugbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen 209

7 PARAMETERSTUDIE UND SPANNUNGSANALYSE ZUM BIEGETRAGVERHALTEN PARALLEL ZU DEN LAGERFUGEN 211

7.1 Durchführung der Berechnungen und Auswertung 212
7.1.1 Allgemeines 212
7.1.2 Untersuchte Parameterkombinationen für Steinversagen 212
7.1.3 Untersuchte Parameterkombinationen für Fugenversagen 213

7.2 Berechnungsergebnisse - Versagensfall Stein 216

7.3 Berechnungsergebnisse - Versagensfall Fuge 225
7.3.1 Berechnungen ohne zusätzliche Normalspannungsbeanspruchung 225
7.3.2 Berechnungen mit zusätzlicher Normalspannungsbeanspruchung 235

7.4 Zusammenfassung 237

8 BERECHNUNGSANSÄTZE FÜR PARALLEL ZU DEN LAGERFUGEN BIEGEBEANSPRUCHTES MAUERWERK UND VERGLEICH MIT VERSUCHSERGEBNISSEN 241

8.1 Herleitung von Berechnungsansätzen 242
8.1.1 Steinversagen 242
8.1.2 Fugenversagen 250

8.2 Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen und bisherigen Bemessungsansätzen 260
8.2.1 Allgemeines 260
8.2.2 Vergleich mit eigenen Versuchsergebnissen 260
8.2.3 Vergleich mit früheren Versuchsergebnissen 263
8.2.4 Vergleich mit bisherigen Bemessungsansätzen 266

8.3 Zusammenfassung 267

9 ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN 269

LITERATURVERZEICHNIS 277

VERWENDETE KURZZEICHEN 290

ANHANG A Verwendete Mauersteine **299**

*Der **ANHANG B bis G** ist nicht abgedruckt und auf der beiliegenden CD enthalten.*

ANHANG B Materialkennwerte Mauersteine **303**

ANHANG C Materialkennwerte Fuge - Zugbeanspruchung **325**

ANHANG D Materialkennwerte Fuge - Scherbeanspruchung **335**

ANHANG E Experimentelle und numerische Bauteiluntersuchungen **353**

ANHANG F Parameterstudie **451**

ANHANG G Berechnungsansätze **511**

ABSCHNITT 1

EINLEITUNG

Konstruktive Bauwerke aus Mauerwerk wurden bereits vor mehreren Jahrtausenden erstellt. Dabei nutzten die Baumeister ihren empirischen Erfahrungsschatz und ausschließlich die Drucktragfähigkeit des Mauerwerks. Biegezugbeanspruchungen wurden durch Bogenkonstruktionen oder hohe Auflasten vermieden. Die Konstruktion und Ausführung von Mauerwerk erfolgte auch in der jüngeren Vergangenheit ausschließlich nach den Regeln der Handwerkskunst und weiterhin i. Allg. mit der Philosophie, (Biege-)Zugbeanspruchungen zu vermeiden. Bereits die erste Fassung der DIN 1053 aus dem Jahr 1937 zeigt jedoch, dass dies nicht immer möglich ist, und lässt, wenn auch nur „ … ausnahmsweise ... mit Zustimmung der Baupolizei in jedem einzelnen Fall … “, Biegezugspannungen zu. Seit der ingenieurmäßigen Bemessung, die sich für Mauerwerk erst in der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts entwickelt hat, sind in Deutschland für Mauerwerkbauteile planmäßig Biegezugspannungen - zumindest bei einer horizontalen Spannrichtung - explizit über Berechnungsansätze nachweisbar. Für Ausfachungsflächen, nichttragende Trennwände und Verblendschalen basieren die konstruktiven Regeln auf einem zweiachsigen Lastabtrag und beinhalten somit sogar implizit eine Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge. Auch wenn in den letzten Jahrzehnten umfangreiche Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Mauerwerk durchgeführt worden sind, so ist der Erkenntnisstand über die tatsächlichen Spannungszustände und Versagensmechanismen in biegebeanspruchtem Mauerwerk selbst bzw. insbesondere bei dem einfachsten Fall eines einachsigen Lastabtrags weiterhin weitestgehend unbekannt, und die bisherigen Berechnungsansätze basieren auf stark vereinfachenden Annahmen. Ziel dieser Arbeit ist es daher, die bei einem einachsigen Lastabtrag auftretenden Spannungen im Mauerwerk genauer zu erfassen, hierbei die maßgebenden unterschiedlichen Einflussgrößen und Eigenschaften der modernen Mauerwerkbaustoffe zu berücksichtigen und darauf aufbauend Berechnungsansätze herzuleiten.

1.1 Motivation und Zielsetzung

Senkrecht zur Plattenebene belastete Mauerwerkbauteile, hierzu zählen i. W. erddruckbelastete Kellerwände, windbeanspruchte Verblendfassaden und Ausfachungsmauerwerk sowie nichttragende Trennwände, werden auf Biegung beansprucht. Die aufnehmbaren horizontalen Lasten werden maßgeblich vom Lastabtrag (vertikal, horizontal oder zweiachsig) in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen und der Wandgeometrie sowie der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit beeinflusst.

Es liegen umfangreiche sowohl theoretische als auch experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Mauerwerk vor. Häufig beschäftigen sich diese mit den komplexen Versagensmechanismen bei einer kombinierten Beanspruchung aus horizontaler und vertikaler Belastung bzw. einem zweiachsigen Lastabtrag. Die Biegezugfestigkeit in einaxialer Richtung - parallel oder senkrecht zu den Lagerfugen - wird als Baustoffkenngröße in Wandversuchen oder mit Ersatzprüfverfahren bestimmt. Die vorhandenen Berechnungsansätze zur Ermittlung der einaxialen Biegezugfestigkeit gehen von stark vereinfachenden Spannungszuständen im Mauerwerk aus und berücksichtigen i. d. R. die nichtlinearen Materialeigenschaften nicht, d. h. eine weitere Traglaststeigerung nach Erstrissbildung. Hierin ist auch die Ursache zu sehen, dass mit den derzeit in Deutschland gültigen Bemessungsregeln bzw. diesen zugrundeliegenden Berechnungsansätzen die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk nicht ausreichend genau zu bestimmen ist, wie eigene Auswertungen in [Sch04] zeigen. Bruchmechanische Untersuchungen zur Beschreibung der vollständigen Stoffgesetze des Mauerwerks bzw. dessen Einzelkomponenten (Mauerstein und Mörtel) und deren Auswirkung auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit sowie die Versagensmechanismen, Spannungsverteilungen und Rissentwicklung liegen, wenn überhaupt, nur vereinzelt vor. Systematische Untersuchungen fehlen bislang ganz.

Die wesentliche Zielsetzung dieser Arbeit ist die Beschreibung des Tragverhaltens von parallel und senkrecht zu den Lagerfugen biegebeanspruchtem Mauerwerk. Hierbei stehen im Vordergrund, die Spannungsverteilungen und Verformungszustände realitätsnah zu erfassen und die Versagensmechanismen insbesondere aus baustofftechnologischer Sicht unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens zutreffend zu beschreiben. Erst darauf aufbauend wird es möglich sein, Berechnungsansätze zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit auf Grundlage der maßgebenden Stoffeigenschaften der Einzelkomponenten und geometrischer Kenngrößen, ggf. unter vereinfachenden Annahmen, herzuleiten. Der Schwerpunkt der Arbeit liegt dabei aufgrund der deutlich größeren Anzahl an Einflussfaktoren auf der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen. Das Verständnis des Tragverhaltens bei einachsigem Lastabtrag ist auch wesentliche Voraussetzung für eine weitergehende Analyse bei 3- bzw. 4-seitiger

Lagerung oder kombinierten Beanspruchungen, welche allerdings nicht mehr Bestandteil dieser Arbeit ist.

Das erste Teilziel besteht in der Bestimmung der zur Beschreibung des Biegetragverhaltens maßgebenden vollständigen Stoffgesetze der Mauersteine und der Verbundfugen. Bei der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen handelt es sich hierbei um das Stoffgesetz der Mauersteine in Richtung Steinlänge unter Zugbeanspruchung sowie das Stoffgesetz der Mörtel- / Verbundfuge unter Scherbeanspruchung. Bei der Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen sind in erster Linie die Verbundeigenschaften unter Zugbeanspruchung maßgebend. Zur Bestimmung der Stoffgesetze müssen geeignete Prüfverfahren ausgewählt bzw. entwickelt werden.

Im Folgenden soll mit der Zielsetzung, die Versagensmechanismen und Spannungsverteilungen zu analysieren, das Mauerwerk-Biegetragverhalten in nichtlinearen, numerischen Berechnungen unter Ansatz der zuvor ermittelten Stoffgesetze der Einzelkomponenten mit der Finite-Elemente-Methode untersucht werden. Hierzu ist eine Kalibrierung der Berechnungen an Wandversuchen erforderlich, und zwar nicht nur anhand der globalen Mauerwerkeigenschaften, sondern insbesondere auch anhand der Verformungszustände im Stein- und Fugenbereich. Die unterschiedlichen Einflussgrößen auf das Biegetragverhalten werden im Rahmen von Parameterstudien quantifiziert. Hierzu zählen i. W. die Stoffgesetze der Mauersteine und des Verbundes, die Stoßfugenvermörtelung, die Wanddicke und das Überbindemaß sowie eine Auflast bei einer Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen. Basierend auf den theoretischen und experimentellen Untersuchungen sollen allgemeingültige Berechnungsansätze zur Bestimmung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit hergeleitet werden.

1.2 Vorgehensweise

Zunächst wird in ***Abschnitt 2*** der derzeitige Erkenntnisstand zum Biegetragverhalten von Mauerwerk dargestellt. Die Literaturübersicht beschränkt sich hierbei auf Veröffentlichungen, die Grundlagen bzw. Hinweise für die Umsetzung der eigenen Arbeit in Bezug auf die Beschreibung der Spannungszustände, der Versagensmechanismen und der Berechnung der Biegezugfestigkeit bei einachsigem Lastabtrag, d. h. bei einer Beanspruchung parallel oder senkrecht zu den Lagerfugen, liefern. Auf die einzelnen Stoffkenngrößen der Mauersteine und des Verbundes wird in den Abschnitten 3, 4 und 5 detaillierter eingegangen.

Die Kenntnis der vollständigen Stoffgesetze der Mauersteine unter Zugbeanspruchung ist entscheidend für die zutreffende Beschreibung des Tragverhaltens bei Steinversagen. In

Abschnitt 3 werden nach einer Darstellung der zum Verständnis erforderlichen bruchmechanischen Grundlagen und bisherigen Versuchsergebnisse die experimentellen und theoretischen Untersuchungen an unterschiedlichen Mauersteinmaterialien Porenbeton, Kalksandstein, Leichtbeton und Ziegel beschrieben. Es werden die wesentlichen mechanischen und bruchmechanischen Kennwerte an den reinen Steinmaterialien bestimmt und mit Hilfe numerischer Verfahren die vollständigen Stoffgesetze ermittelt. In analytischen Untersuchungen wird der Einfluss der Kerbtiefe und der Prüfkörperdicke (Mauersteinbreite) auf die Biegezugfestigkeit der unterschiedlichen Steinarten ermittelt. An ganzen Mauersteinen (Voll- und Lochsteine) werden die charakteristischen (und normativen) Eigenschaften ermittelt, um Eingangsgrößen für herzuleitende Berechnungsansätze zu erhalten. Die Untersuchungen an den Vollsteinen können direkt mit den Untersuchungen an den Mauersteinmaterialien verglichen werden. Die bruchmechanischen Untersuchungen an Lochsteinen sollen erste Erkenntnisse zum Nachbruchverhalten liefern, haben aber zunächst nur orientierenden Charakter.

Abschnitt 4 enthält zunächst Angaben über die (Norm-)Eigenschaften der verwendeten Mauermörtel. Im Weiteren werden das Verbundverhalten unter Zugbeanspruchung, das maßgebend für die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge und die Zugkraftübertragung in der Stoßfuge bei einer Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen ist, untersucht und die Stoffgesetze analog zu den Mauersteinen bestimmt. In analytischen Untersuchungen wird der Einfluss der Prüfkörperdicke, der Kerbtiefe sowie verschiedener Ansätze bei Abbildung der Mörtelfuge in numerischen Modellen auf die Biegehaftzugfestigkeit untersucht.

In ***Abschnitt 5*** wird das Verhalten der Verbundfugen unter Scherbeanspruchung analysiert. Zunächst erfolgt eine Literaturrecherche im Hinblick auf bisherige Untersuchungsergebnisse, Stoffgesetze und Spannungszustände in torsionsbeanspruchten Querschnitten, in Analogie zu einer parallel zu den Lagerfugen biegebeanspruchten Wand. Es wird ein Versuchsstand entwickelt, der eine Torsionsbeanspruchung bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung an Zweistein-Prüfkörpern ermöglicht. Mit Torsionsversuchen an zylindrischen Prüfkörpern können die vollständigen Stoffgesetze unter Scherbeanspruchung ermittelt und die Schwächen der herkömmlichen Prüfverfahren mit einer ungleichförmigen Schub- und Normalspannungsverteilung in der Lagerfuge umgangen werden. Dies wird in numerischen Berechnungen nachgewiesen. Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten stellen ein potentielles Ersatzprüfverfahren für die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen bei Fugenversagen dar. Zur Analyse der Spannungsverteilung in tordierten Rechteckquerschnitten werden numerische Untersuchungen durchgeführt und mit experimentellen Untersuchungen an Verbundprüfkörpern unterschiedlicher Abmessungen verglichen.

In ***Abschnitt 6*** werden Biegezugversuche parallel und senkrecht zu den Lagerfugen an unterschiedlichen Stein- / Mörtelkombinationen beschrieben. Der Schwerpunkt liegt dabei in der Untersuchung des Biegetragverhaltens parallel zu den Lagerfugen. Die Untersuchungen erfolgen zunächst an Mauerwerk aus Kalksand-Vollsteinen und Porenbetonsteinen. Durch die Verwendung unterschiedlicher Mörtelarten werden die Versagensfälle „Stein“ und „Fuge“ für unterschiedliche Überbindemaße und Stoßfugenausführungen behandelt. Umfangreiche Verformungsmessungen im Stein- und Fugenbereich sollen die Versagensmechanismen veranschaulichen und bilden die Grundlage zur Kalibrierung der entwickelten FE-Modelle. Die Berechnungen erfolgen unter Ansatz der in den Abschnitten 3 bis 5 ermittelten Stoffgesetze. Anschließend werden weitere Mauerwerkversuche auch mit Lochsteinen und einer Auflast senkrecht zur Lagerfuge durchgeführt.

In ***Abschnitt 7*** werden die durchgeführten Parameterstudien mit dem entwickelten FE-Modell einer parallel zu den Lagerfugen biegebeanspruchten Wand dargestellt. Für den Versagensfall „Stein“ wird der Einfluss der inneren Wandgeometrie (Wanddicke und Überbindemaß) sowie der Stoffgesetze für die unterschiedlichen Materialien untersucht. Hierzu erfolgt eine detaillierte Auswertung der Spannungsverteilung im Mauerstein. Analog hierzu werden die wesentlichen Einflussgrößen für den Versagensfall „Fuge“ unter Variation der Stoffgesetze der Mörtelfugen, der inneren Wandgeometrie, der Stoßfugenvermörtelung und der Auflast senkrecht zur Lagerfuge untersucht.

In ***Abschnitt 8*** erfolgt die Herleitung analytischer Berechnungsansätze für die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Versagensmechanismen und der wesentlichen Eigenschaftskenngrößen auf Grundlage der numerischen und experimentellen Untersuchungsergebnisse. Die Ansätze werden mit weiteren vorliegenden Literaturergebnissen verglichen.

Abschnitt 9 fasst die wesentlichen Ergebnisse der Arbeit mit abschließenden Schlussfolgerungen zusammen und liefert Anregungen für weitere Forschungsaufgaben zu dieser Thematik.

Bild 1.1 zeigt ein Ablaufschema mit den konzeptionellen Zusammenhängen der einzelnen Bearbeitungsschritte.

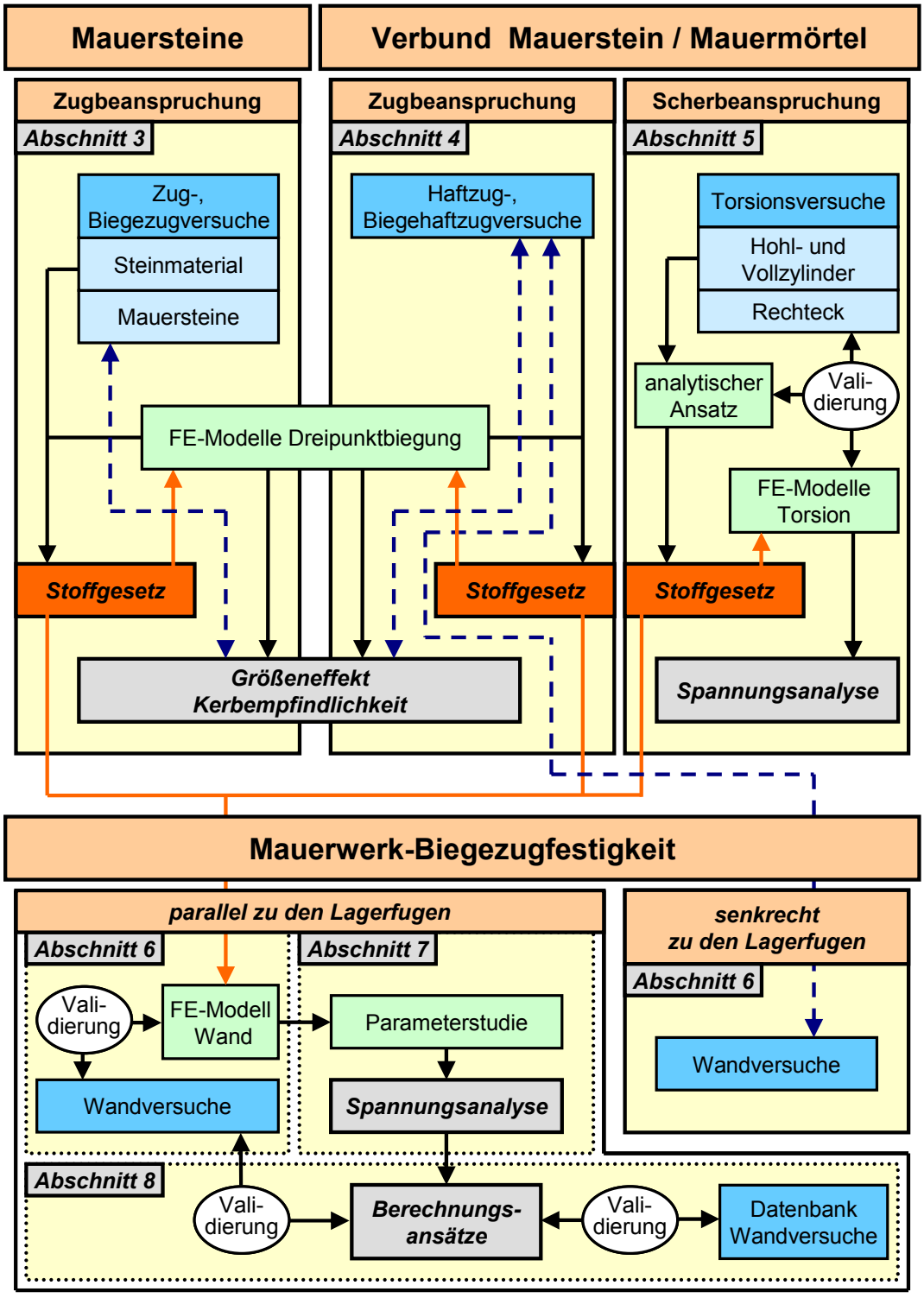


Bild 1.1: Schematische Übersicht der Bearbeitungsschritte

ABSCHNITT 2

BIEGEBEANSPRUCHTES MAUERWERK – LITERATURÜBERSICHT

Das Biegetragverhalten von Mauerwerk ist seit Jahrzehnten Inhalt nationaler und zahlreicher internationaler Veröffentlichungen insbesondere aus dem angelsächsischen Raum. Die Zielsetzungen reichen dabei von der experimentellen Bestimmung der Biegezugfestigkeit an kleinen Wandprüfkörpern bzw. mit Hilfe von Ersatzprüfverfahren bis zur Analyse des zweiachsigen Lastabtrages unter kombinierter Vertikal- und Horizontalbelastung.

In diesem Abschnitt wird eine Übersicht über die vorliegenden Literaturstellen gegeben, die sich in erster Linie mit dem Tragverhalten bei einachsigem Lastabtrag, d. h. mit der Biegezugfestigkeit senkrecht oder parallel zu den Lagerfugen, befassen bzw. diesbezüglich für die eigene Arbeit relevante Beiträge liefern können. Weiterhin wird der Stand der Normung in Deutschland dargestellt.

Auf eine umfassende Darstellung von Versuchsergebnissen wird an dieser Stelle verzichtet und auf eigene, bereits veröffentlichte Auswertungen [Sch04] verwiesen. Auf die einzelnen Stoffkenngrößen der Mauersteine und des Verbundes mit maßgebendem Einfluss auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit wird detailliert in den entsprechenden Abschnitten 3, 4 und 5 eingegangen.

2.1 Allgemeines, Definition

Durch in erster Linie Wind oder Erddruck horizontal belastete Mauerwerkbauteile werden auf Biegung beansprucht. Biegebeanspruchte Bauteile sind dabei nichttragende Außenwände (Ausfachungsmauerwerk), Verblendschalen zweischaliger Außenwände, Kellerwände sowie nichttragende innere Trennwände. Der Lastabtrag erfolgt je nach Lagerungsart und Wandgeometrie senkrecht zu den Lagerfugen, parallel zu den Lagerfugen oder in beiden Richtungen. Die wesentliche Baustoffkenngröße für die Berechnung der Tragfähigkeit biegebeanspruchter Mauerwerkbauteile ist die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks. Unter der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk wird die einaxiale Festigkeit unter Biegebeanspruchung parallel bzw. senkrecht zu den Lagerfugen verstanden.

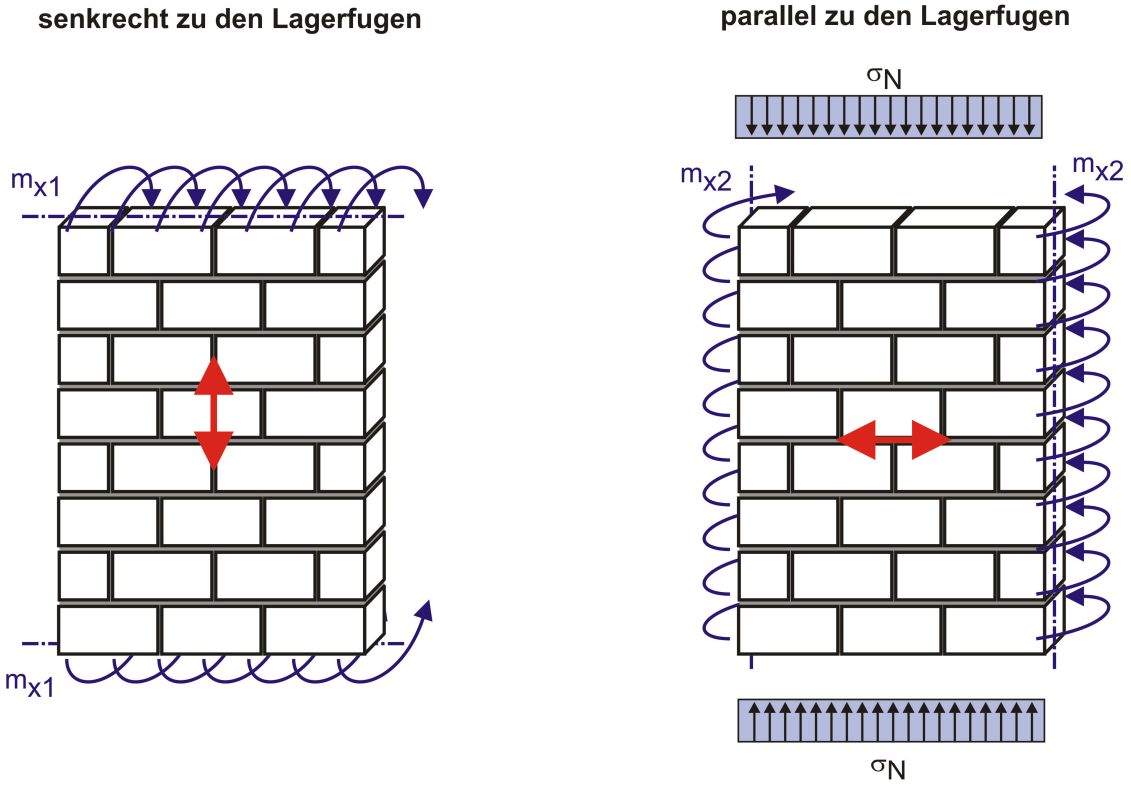


Bild 2.1: Biegebeanspruchtes Mauerwerk

Die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit ergibt sich unter Ansatz eines homogenen Querschnittes aus der Elastizitätstheorie zu

$$f_x = 6\, M_{max} / (b \cdot d^2) \qquad \text{(Gl. 2.1)}$$

mit

M_{max} maximal aufnehmbares Biegemoment
b Prüfkörperbreite
d Prüfkörperdicke

Die experimentelle Bestimmung der Biegezugfestigkeit erfolgt i. d. R. an kleinen Wandprüfkörpern, die einen repräsentativen Ausschnitt einer Mauerwerkwand darstellen, im Vierpunkt-Biegeversuch. Das Prüfverfahren ist in der europäischen Prüfnorm DIN EN 1052-2 genormt. In [Bra08f] wurden in einem eigenen Beitrag die unterschiedlichen Prüfverfahren zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk dargestellt und bewertet. Auf eine Beschreibung der Prüfverfahren wird daher hier verzichtet. Die bei den eigenen Untersuchungen verwendeten Prüfverfahren sind in Abschnitt 6 beschrieben und Abweichungen zum normativen Prüfverfahren kommentiert.

2.2 Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen

2.2.1 Allgemeines

Bei der Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen ist grundsätzlich zwischen den Versagensfällen Stein und Fuge zu unterscheiden.

Der Versagensfall Stein tritt i. Allg. bei Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen mit hoher Verbundfestigkeit und geringen Mauersteinfestigkeiten auf. Beispiele hierfür sind Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen oder Mauerziegeln mit hohem Lochanteil mit Dünnbettmörtel. Maßgebend für die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit ist hier i. d. R. die Biegezugfestigkeit der Mauersteine. Hierfür wird ersatzweise häufig die zentrische Zugfestigkeit in Richtung Steinlänge angesetzt. Ggf. kann auch die Druckfestigkeit der Mauersteine in Steinlängsrichtung (Längsdruckfestigkeit) maßgebend sein.

Der Versagensfall Fuge stellt sich bei höherfesten Mauersteinen und Mörtel mit einer geringen Verbundfestigkeit ein. Maßgebend für diesen Versagensfall ist die Verbundfestigkeit zwischen Mauermörtel und Mauerstein unter Scherbeanspruchung. Dabei handelt es sich nicht um eine einaxiale Scherbeanspruchung, sondern um eine Torsionsbeanspruchung der Lagerfuge, d. h. die Mauersteine der einzelnen Steinlagen werden gegeneinander verdreht. Auf das Verbundverhalten unter Scherbeanspruchung wird detailliert in Abschnitt 5 eingegangen.

Einen weiteren wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten einer parallel zu den Lagerfugen biegebeanspruchten Mauerwerkwand hat die Ausführung der Stoßfugen, vermörtelt bzw. unvermörtelt. Bei unvermörtelter Stoßfuge können i. Allg. sowohl Zug- als auch Druckkräfte nur in jeder zweiten Steinlage übertragen werden. Bild 2.2 verdeutlicht qualitativ den Kraftfluss. Die „Fehlstelle“ Stoßfuge führt neben der Torsionsscherbeanspruchung der Fuge zu einer ungleichmäßigen Zugspannungsverteilung im Mauerstein mit Spannungsspitzen im Bereich der Stoßfugen analog zu einer geschlitzten homogenen Wand.

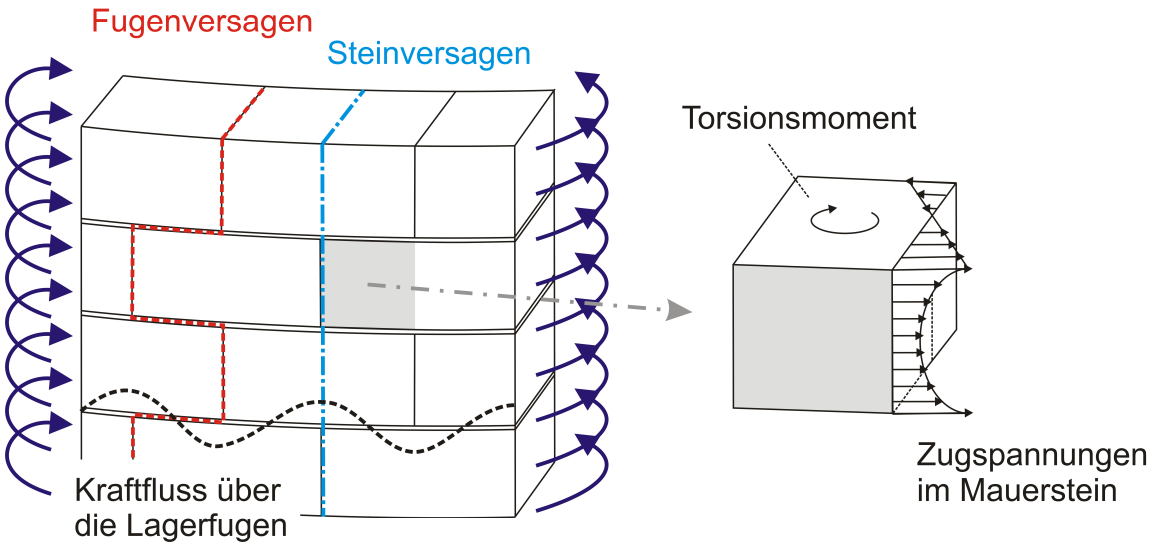


Bild 2.2: Qualitativer Kraftverlauf bei einer parallel zu den Lagerfugen biegebeanspruchten Mauerwerkwand mit unvermörtelten Stoßfugen

Bei vermörtelten Stoßfugen wird i. d. R. davon ausgegangen, dass sich eine durchgehende Druckzone ausbilden kann, aufgrund von Schwindverkürzungen des Mörtels die Haftzugfestigkeit in der Stoßfuge jedoch nicht ansetzbar ist. Die übertragbaren Spannungen in vermörtelten Stoßfugen werden maßgeblich durch die Ausführung und auch die Mörtelart beeinflusst.

Insbesondere im Fall von Fugenversagen sind die in den Lagerfugen übertragbaren Scherkräfte maßgeblich abhängig vom Überbindemaß. Durch eine gleichzeitig wirkende Normalspannung senkrecht zu den Lagerfugen erhöhen sich die übertragbaren Scherspannungen in der Lagerfuge und führen im Fall von Fugenversagen zu höheren Biegezugfestigkeiten. Experimentelle Untersuchungen an Wandprüfkörpern zum Einfluss einer Auflast auf die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen liegen bisher nur vereinzelt vor [Bon53], [Bak79], [Gar88] und [Wil04a], allerdings auch nur an kleinformatigem Ziegelmauerwerk. Hierüber wird in [Bra08a] und [Bra08f] insbesondere in Bezug auf die Prüfverfahren berichtet. Die Bauteildicke als Einflussgröße auf die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen blieb bei bisherigen Untersuchungen i. Allg. unberücksichtigt.

Im Fall von Steinversagen handelt es sich i. d. R. um ein vergleichsweise sprödes Versagen, das sich entsprechend Bild 2.3 nach Überschreiten der Maximallast F_{max} in einem steilen Lastabfall widerspiegelt. Beim Fugenversagen zeigt das Nachbruchverhalten nach Überschreiten der Biegezugfestigkeit ein deutlich duktileres Verhalten. Durch eine gleichzeitig wirkende Normalspannung kann sich hierbei auch eine auflastabhängige plastische Resttragfähigkeit F_{res} ausbilden. Der für beide Versagensfälle erkennbare Knick in Bild 2.3 ist auf das Haftzugversagen (Erstrissbildung F_{Riss}) der in diesem Fall vermörtelten Stoßfugen zurückzuführen, siehe z. B. [Law95], [Plu99] und [Wil04a].

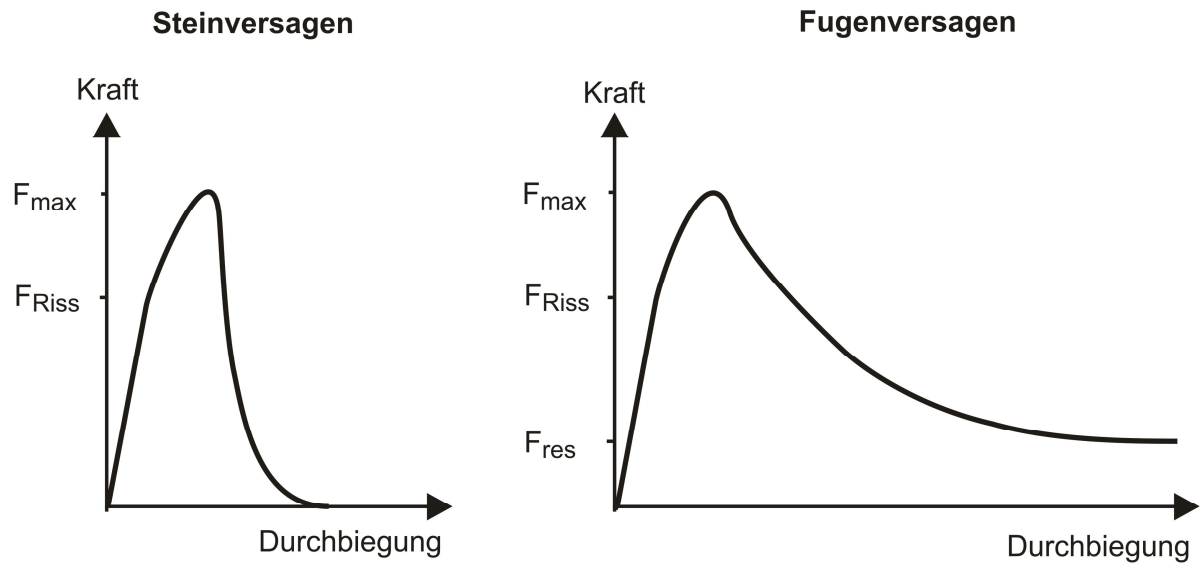


Bild 2.3: Qualitativer Verlauf von Last-Durchbiegungskurven bei Stein- und Fugenversagen (Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen)

Über theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Mauerwerk-Biegezugfestigkeit bzw. zum Biegetragverhalten wird in zahlreichen nationalen und internationalen Veröffentlichungen berichtet. Die folgende Literaturübersicht ist auf Untersuchungen aus themenverwandten Veröffentlichungen beschränkt, welche Grundlagen sowie Hinweise und Anregungen für die Umsetzung der eigenen Arbeit in Bezug auf die Beschreibung der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen liefern. Auf eine umfassende Darstellung insbesondere ausländischer experimenteller Untersuchungen wird verzichtet, da diese aufgrund der länderspezifischen Unterschiede in den Stein- und Mörtelarten keine zielführenden Erkenntnisse liefern.

2.2.2 Übersicht über themenverwandte Arbeiten

MANN, BERNHARDT UND TONN

Ansätze zur Beschreibung des Tragverhaltens von Mauerwerkwänden bei einer gleichzeitigen horizontalen Plattenbeanspruchung und einer Vertikallast wurden von MANN UND BERNHARDT erstmals in [Man79] sowie anschließend in [Man84] veröffentlicht. Es werden Übertragungsmechanismen am Einzelstein bzw. in der Lagerfuge dargestellt und Bruchkriterien für Stein- und Fugenversagen hergeleitet.

Hierauf aufbauend werden in [Man91] bzw. [Man92] Berechnungsansätze zur Bestimmung der Zug- und Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen formuliert. Die hierbei zugrunde gelegten Modelle für Mauerwerk mit unvermörtelten und vermörtelten Stoßfugen sind in den Bildern 2.4 und 2.5 dargestellt. Die Rechenansätze bildeten die Grundlage für die Bemessungsgleichungen in DIN 1053-1.

Bei Mauerwerk mit *unvermörtelten* Stoßfugen sind keine Zug- und Druckkräfte in den Stoßfugen übertragbar. Die Biegemomente werden über Torsionsmomente in den Lagerfugen in die jeweilige nächste Steinlage übertragen. Jeder Mauerstein hat die auf 2 Schichten entfallenden Zugkräfte zu übernehmen.

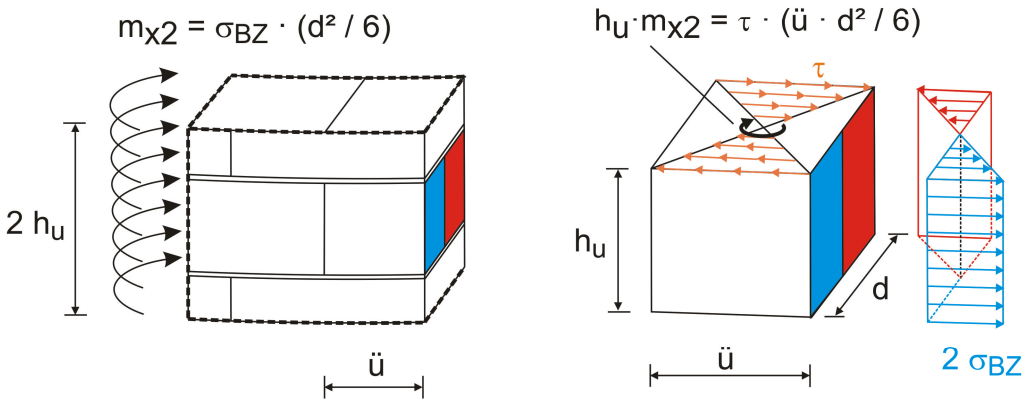


Bild 2.4: Biegetragverhalten von Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen nach [Man92]

Es wird davon ausgegangen, dass die Spannungen im Mauerstein über die Mauersteinhöhe konstant sind. Aufgrund der im Vergleich zur Steinhöhe geringen Fugendicke wird der Traganteil der Lagerfuge vernachlässigt, so dass für den Fall Steinversagen die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit wie folgt berechnet wird:

$$f_{x2,uv} = 0{,}5 \cdot f_{t,u} \qquad \text{(Gl. 2.2)}$$

Zwischen dem Torsionsmoment und der Schubspannung in der Lagerfuge wird der in Bild 2.4 angegebene Zusammenhang vorausgesetzt. Wird die Schubspannung im Fall von Fugenversagen der Scherfestigkeit gleichgesetzt (Druckspannungen senkrecht zur Lagerfuge σ_N negativ), ergibt sich:

$$f_{x2,uv} = \left(c_0 - \Phi_0 \cdot \sigma_N\right) \cdot \frac{ü}{h_u} \qquad \text{(Gl. 2.3)}$$

Bei *vermörtelten* Stoßfugen wird davon ausgegangen, dass sich eine durchgehende Druckzone im Mauerwerk ausbilden kann, in den vermörtelten Stoßfugen jedoch keine Zugkräfte übertragbar sind. Durch die größere Druckzone sind die Randzugspannungen bei gleichem Biegemoment kleiner und dadurch im Fall von Steinversagen die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit rd. 17% größer im Vergleich zum Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen. Die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit berechnet sich zu:

$$f_{x2,vm} = 0{,}59 \cdot f_{t,u} \qquad \text{(Gl. 2.4)}$$

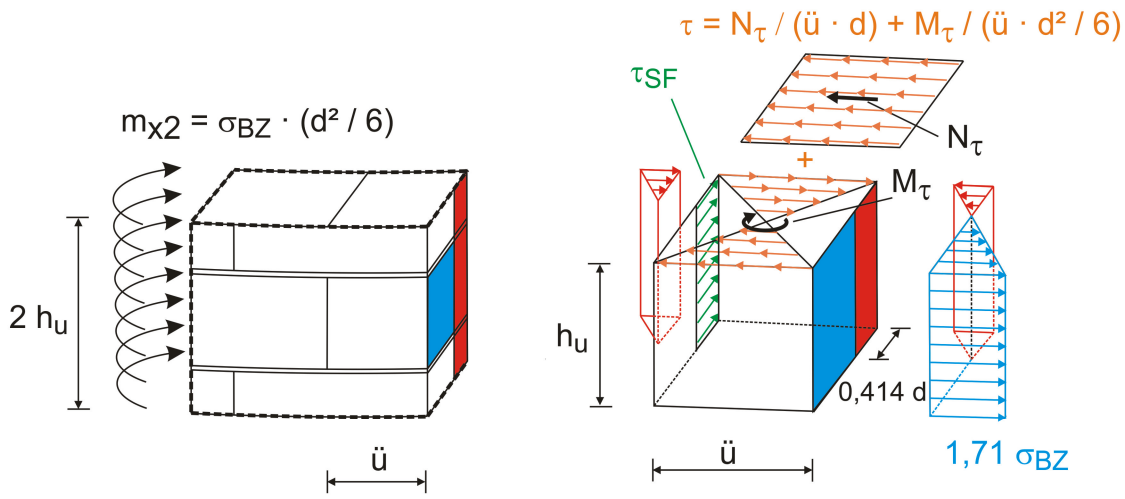


Bild 2.5: Biegetragverhalten von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen nach [Man92]

Für Fugenversagen wird neben dem Torsionsmoment M_τ bei der Ermittlung der Schubspannungen in der Lagerfuge τ ein einaxialer Kraftanteil N_τ infolge des Kräftegleichgewichtes in Richtung Wandlänge berücksichtigt. Weiterhin wird davon ausgegangen, dass in der überdrückten Stoßfuge durch Haftverbund und Reibung Scherspannungen τ_{SF} übertragen werden, die zur Verringerung des Torsionsmomentes in der Lagerfuge führen. Die Haftscherfestigkeit wird dabei mit einem Faktor $k = 0{,}75$ abgemindert. Das Kräftegleichgewicht am Einzelstein liefert für Fugenversagen die folgende Gleichung:

$$f_{x2,vm} = \frac{-\Phi_0 \cdot \sigma_N + c_0 \cdot (1 + 1{,}24 \cdot h_u / d \cdot k)}{0{,}71 - 0{,}75 \cdot \ddot{u} / d \cdot \Phi_0} \cdot \frac{\ddot{u}}{h_u} \qquad \text{(Gl. 2.5)}$$

Unberücksichtigt bleibt, dass die Scherkraftübertragung in der Stoßfuge - aufgrund des Kräftegleichgewichtes in Richtung Wanddicke - eine Verschiebung des Rotationspunktes zur Stoßfuge voraussetzt, vgl. auch [Ric09].

Detaillierte Betrachtungen in Bezug auf die Riss- und Traglastzustände von zweiachsig lastabtragenden Wänden - aufbauend auf den Arbeiten von MANN - erfolgen durch TONN in [Ton92]. Es wird die gleichzeitige Übertragung von Biege- und Drillmomenten sowie Normalkräften bei unterschiedlichen Randbedingungen (offene / druckkraftübertragende Stoßfuge) für elastisches und plastisches Tragverhalten untersucht. Im elastischen Zustand wird für die Lagerfuge die Spannungsverteilung entsprechend der St.-Venant´schen Torsionstheorie unter Verwendung einer Näherungslösung (siehe Abschnitt 5.1.3) ermittelt. Für plastisches Materialverhalten wird – bei einer vollständig überdrückten Lagerfuge mit einer linear veränderlichen übertragbaren Schubspannung über die Wanddicke (τ_1, τ_2) und unvermörtelten Stoßfugen – das übertragbare Torsionsmoment auf Grundlage einer Näherungslösung für den Ansatz nach [Bak80] wie folgt ermittelt:

$$M_{T,pl} = d^3\left(0{,}085 \cdot \frac{ü}{d} \cdot \left(1 + \frac{ü}{d}\right)\right) \cdot \left(1 + 1{,}25\,\frac{\tau_1}{\tau_2}\right) \cdot \Phi_R \cdot \sigma_N \qquad \text{(Gl. 2.6)}$$

Unter Annahme, dass sich der Rotationspunkt zur Stoßfugenkante verschiebt, verdoppelt sich nach [Ton92] das plastische Torsionsmoment infolge einer Stoßfugenvermörtelung näherungsweise bei optimalem Übertragungsmechanismus. Analog zu Gleichung (Gl. 2.6) wird für die Berechnung des plastischen Torsionsmomentes mit Drehpunkt an der Steinecke eine Näherungslösung angegeben. Die Berechnung der Spannungen im Mauerstein erfolgt in [Ton92] analog zu [Man92]. Darüberhinaus untersucht TONN den Einfluss einer Fußeinspannung auf das Tragverhalten einer in vertikaler Richtung gespannten Mauerwerkwand.

KIRTSCHIG UND ANSTÖTZ

ANSTÖTZ untersucht sowohl theoretisch als auch experimentell das Tragverhalten vertikal und horizontal belasteter Mauerwerkwände bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen. In [Ans90] werden darüberhinaus umfangreiche Untersuchungen zur einaxialen Biegezugfestigkeit und den maßgebenden Stein- und Verbundeigenschaften durchgeführt. Vergleichende Biegezugversuche an Mauerwerkwänden mit unvermörtelten Stoßfugen lieferten hierbei zwischen rd. 60 % und 80 % geringere Traglasten als bei vermörtelten Stoßfugen. Zur Ermittlung der übertragbaren Scherspannungen in der Lagerfuge wird das Torsionswiderstandsmoment nach St.-Venant für Rechteckquerschnitte (siehe Abschnitt 5.1.3) zugrunde gelegt und der Haftscherfestigkeit aus einaxialen Scherversuchen unter Berücksichtigung der theoretischen Schubspannungsverteilung (τ_{max} = 1,5 β_{HS}) bzw. der mittleren Schubspannung gleichgesetzt. Hierdurch können zufriedenstellende Übereinstimmungen mit den Wandversuchen, die in der ausgewerteten Datenbank in Abschnitt 8 enthalten sind, erzielt werden. Grundsätzlich kommt ANSTÖTZ jedoch zu dem Schluss, dass die Biegezugfestigkeit – auch senkrecht zu den Lagerfugen – zutreffend nur an Wandprüfkörpern und nicht oder nur sehr bedingt durch einfacher ermittelbare Mauerwerkkenndaten ermittelt werden kann.

Zur Berechnung der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen als Eingangskenngröße zur Ermittlung von zulässigen Ausfachungsflächen legt KIRTSCHIG [Kir98] analog [Ans90] das elastische Torsionswiderstandmoment für Rechteckquerschnitte zugrunde. Dieses wird in [Kir98] mit der auch in [Ton92] gewählten Näherungslösung (Gl. 5.13) ermittelt.

VAN DER PLUIM

VAN DER PLUIM untersucht in [Plu99] den Einfluss der Beanspruchungsrichtung auf die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk. Dabei werden erstmals grundlegende Untersuchungen zur Beschreibung der vollständigen Stoffgesetze der Mauersteine und Fugen durchgeführt. Zur Beschreibung des Zugtragverhaltens von Mauersteinen und der Verbundfuge werden vollständige Last-Rissaufweitungskurven in zentrischen (Haft-)Zugversuchen ermittelt. Punktuell vergleichend durchgeführte Biegehaftzugversuche an Mauerwerkpfeilern liefern einen Verhältniswert Biegezug-/Zugfestigkeit von 1,2 bis 1,5. Während dieser Verhältniswert auf die nichtlineare Spannungsverteilung zurückzuführen ist (siehe Abschnitt 4), werden die im Biegeversuch ermittelten rd. 2 bis 3-fach höheren Bruchenergien auf einen herstellbedingt geringeren Randeinfluss infolge Schwinden des Mörtels zurückgeführt.

Zur Beschreibung des Scherverhaltens in der Lagerfuge werden vollständige Last-Verformungskurven unter verschiedenen Normalspannungsbeanspruchungen in einachsigen Haftscherversuchen mit speziell dafür entwickelten Versuchseinrichtungen bestimmt. Darüber hinaus werden Versuche zur Beschreibung des Dilatanzeffektes durchgeführt.

Die Untersuchungen zur Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze liefern wesentliche Erkenntnisse als Eingangskenngrößen auch für die eigenen durchgeführten Finite-Elemente-Simulationen.

Zur Beschreibung des Mauerwerk-Biegetragverhaltens werden einaxiale Biegezugversuche parallel, senkrecht und mit unterschiedlichen Winkeln zur Lagerfuge an Kalksand- und Backsteinmauerwerk durchgeführt. Erwartungsgemäß zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit vom Belastungswinkel, ein Zusammenhang konnte jedoch auf Grundlage der Versuchsergebnisse nicht beschrieben werden.

Darüberhinaus entwickelt VAN DER PLUIM ein analytisches Modell zur Berechnung der Spannungen in zweiachsig auf Biegung und Torsion beanspruchtem Mauerwerk in Abhängigkeit der unterschiedlichen Steifigkeiten von den Mauersteinen und dem Mörtel, das mit Finite-Elemente-Berechnungen verifiziert wurde. Zur Berechnung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit auf Basis des analytischen Modells wird ein zweiachsiges Versagenskriterium definiert, dessen Eingangsgrößen die Biegehaftzugfestigkeit, die Torsionshaftscherfestigkeit und die Steinbiegezugfestigkeit sind. Das Modell verwendet die Biegezugfestigkeit parallel und senkrecht zu den Lagerfugen zur Berechnung der Tragfähigkeit bei diagonaler Beanspruchung. Das Modell basiert auf einem linear-elastischen Ansatz. Ein Berechnungsansatz zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit

parallel oder senkrecht zu den Lagerfugen unter Berücksichtigung der ermittelten Stoffgesetze und des nichtlinearen Verhaltens erfolgt nicht.

BAKER UND LAWRENCE

Von BAKER und LAWRENCE wurden zahlreiche Untersuchungsergebnisse zum Biegetragverhalten an kleinformatigem Ziegelmauerwerk veröffentlicht, u. a. in [Bak85] auch eine Zusammenstellung des Erkenntnisstandes bis zum Jahr 1985.

BAKER untersuchte u. a. in [Bak79] und [Bak81] in erster Linie das Tragverhalten senkrecht zur Lagerfuge sowie bei zweiaxialem Lastabtrag, siehe Abschnitt 2.3. Dabei wird auch ein Zusammenhang zwischen der Biegezugfestigkeit parallel und senkrecht zu den Lagerfugen, dem s. g. orthogonalen Festigkeitswert $R = f_{x2} / f_{x1} = 2{,}75 / f_{x1}^{0,5}$ hergeleitet. Ein ähnlicher Zusammenhang wurde auf Grundlage experimenteller Untersuchungen in [Law75] ermittelt. Zur Berechnung der Torsionsmomente, die in einer Lagerfuge durch Reibung übertragen werden können, wird von BAKER in [Bak80] ein theoretischer Ansatz unter Annahme einer plastischen kreisförmigen Schubspannungsverteilung um einen Rotationspunkt hergeleitet. Dieser Ansatz, der in Abschnitt 5 detaillierter dargestellt wird, liefert eine sehr gute Übereinstimmung mit den durchgeführten experimentellen Untersuchungen und wird von verschiedenen weiteren Autoren verwendet.

LAWRENCE beschreibt in [Law83], siehe u. a. auch [Law78], [Law85], [Law91] und [Law95], umfangreiche Untersuchungen zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit und dem zweiaxialen Tragverhalten von Mauerwerk, die auch stochastisch ausgewertet werden. Zur Beschreibung der Verbundfestigkeit unter Scherbeanspruchung werden Torsionsversuche durchgeführt, siehe Abschnitt 5. Es wird ein vereinfachtes analytisches Modell unter Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe und einer linear veränderlichen Krümmung in Richtung Steinlänge zur Berechnung der Stein-, Stoßfugen- und Torsionsmomente in Abhängigkeit der geometrischen Randbedingungen und der jeweiligen Momenten-Krümmungs- bzw. Momenten-Rotationsbeziehung zur Berechnung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit hergeleitet. Verformungsmessungen am Mauerstein geben erstmals Hinweise auf die Rissentwicklung in der Stoßfuge, die sich entsprechend Bild 2.3 auch in der Steigungsänderung der Last-Durchbiegungslinien widerspiegelt, und ungleichmäßige Spannungsverteilungen im Mauerstein in Richtung Steinlänge. Eindimensionale Finite-Elemente-Berechnungen und Berechnungen auf Grundlage des Prinzips der virtuellen Arbeit zur Ermittlung der Mauerwerksteifigkeit zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Mit Hilfe einer Monte-Carlo-Simulation können basierend auf den Ergebnissen der Finite-Elemente-Simulation und den gemessenen Eigenschafts-kenngrößen die Riss- und Bruchlasten der Mauerwerk-Versuche annähernd beschrieben werden. Ergänzende in [Law95] beschriebene Untersuchungen zeigen eine Festigkeitsreduktion bei unvermörtelten Stoßfugen von 0 bis 40 %.

Im Gegensatz zu den Versuchen mit vermörtelten Stoßfugen zeigen diese Prüfkörper keine Steigungsänderung in den Last-Durchbiegungskurven.

WILLIS ET AL.

WILLIS ET AL. beschreiben in [Wil02], [Wil04], [Wil04a] und [Gri05] Untersuchungen zum Biegetragverhalten bei einaxialer horizontaler, vertikaler und diagonaler Spannrichtung. In den experimentellen Untersuchungen, an für Australien typischem kleinformatigem Ziegelmauerwerk (siehe auch LAWRENCE und BAKER), wurden Bond-Wrench-Versuche, Torsionsversuche (siehe Abschnitt 5) und Biegehaftzugversuche an Kleinprüfkörpern durchgeführt. An kleinen Mauerwerkwänden wurde die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen mit unterschiedlichen Auflaststufen senkrecht zur Lagerfuge sowie mit einer diagonalen Spannrichtung durchgeführt. Die verwendeten Versuchseinrichtungen wurden insbesondere in Bezug auf die Lasteinleitung bereits in [Bra08f] als problematisch angesehen.

Zur Beschreibung des Biegetragverhaltens parallel zu den Lagerfugen werden Gleichungen zur Berechnung des Rissmomentes, des maximalen Momentes und der Resttragfähigkeit angegeben. Das Erstrissmoment M_{Riss} wird für das Biegehaftzugversagen der Stoßfugen ermittelt. Der infolge der Steifigkeitsunterschiede höhere Traganteil der Mauersteine in der vertikalen Rissebene wird über den Verhältniswert ω der Momentanteile in der Stoßfuge und im Mauerstein – die Berechnung erfolgte analog [Law95], siehe oben – berücksichtigt. Das Rissmoment einer Mauerwerkwand mit n_{SF} Stoßfugen und n_u Mauersteinen in der vertikalen Rissebene wird unter Berücksichtigung der auflastabhängigen Querverformung ν_m (Druck: σ_N negativ) des Mörtels wie folgt berechnet:

$$M_{Riss} = \left(n_{SF} + n_u \cdot \omega\right) \cdot \left(f_{fl,m} + \nu_m \cdot \sigma_N\right) \cdot \frac{\left(h_u + d_F\right) \cdot d^2}{6} \qquad \text{(Gl. 2.7)}$$

Zur Berechnung des maximalen Momentes M_{max} werden in Abhängigkeit der Anzahl der versagenden Lagerfugen n_{LF} und Mauersteine n_u die Traganteile in den Lagerfugen und Mauersteinen addiert. Die Scherspannung τ in der Lagerfuge wird dabei unter Annahme einer elastischen Spannungsverteilung (St.-Venant) angesetzt und die maximale Schubspannung mit einem Spannungsverteilungsfaktor k_{LF} analog z. B. [Lei68], siehe auch Abschnitt 5, berechnet. Für Steinversagen wird eine lineare Spannungsverteilung über die Steinhöhe angenommen und die Biegezugfestigkeit der Mauersteine unter Berücksichtigung der auflastabhängigen Querverformung ν_u (Druck: σ_N negativ) der Mauersteine angesetzt. Hieraus ergibt sich:

$$M_{max} = n_{LF} \cdot \tau \cdot k_{LF} \cdot \ddot{u} \cdot d^2 + n_u \left(f_{fl,u} + \nu_u \cdot \sigma_N \right) \cdot \frac{\left(h_u + d_F \right) \cdot d^2}{6} \qquad \text{(Gl. 2.8)}$$

Für die Bemessung ist der ungünstigere Fall von $n_{LF} = 0$ oder $n_u = 0$ maßgebend. Für die Torsionsscherfestigkeit in der Lagerfuge werden Zusammenhänge zur Biegehaftzugfestigkeit und der Auflast senkrecht zur Fuge auf Grundlage von Versuchsergebnissen hergeleitet.

Das Restmoment M_{res} wird über die Anzahl der versagenden Lagerfugen und der auflastabhängigen Gleitreibung berechnet. Die Gleitreibung wurde aus Torsionsversuchen ermittelt und ist als Faktor ξ_F, der den Verhältniswert aus Vertikalkraft senkrecht zur Lagerfuge und Restmoment darstellt und rd. 0,045 m beträgt, definiert, siehe [Wil04a]:

$$M_{res} = n_{LF} \cdot \xi_F \cdot \left(-\sigma_N \right) \cdot \ddot{u} \cdot d \qquad \text{(Gl. 2.9)}$$

Der Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen, bei dem auch die Streuung der Materialeigenschaften berücksichtigt wurde, zeigt eine akzeptable Übereinstimmung.

SCHUBERT UND SCHMIDT (EIGENE ARBEITEN)

SCHUBERT veröffentlicht in [Sch97] eine zusammenfassende Auswertung der bislang vorliegenden deutschen Biegezugversuche parallel und senkrecht zu den Lagerfugen. Die Datenbank wird in [Sch04] mit neueren deutschen Versuchsergebnissen ergänzt. Der Vergleich früherer Berechnungsansätze – im Speziellen mit Ansätzen aus [Man92] und [Kir98] – mit den Untersuchungsergebnissen zeigt, dass teilweise deutliche Unterschiede zwischen berechneten und versuchsmäßig bestimmten Mauerwerk-Biegezugfestigkeiten bestehen. Die Ursachen sind i. W. darin zu sehen, dass keine zutreffenden Eigenschaftseingangsgrößen in den Berechnungsgleichungen berücksichtigt wurden bzw. die wesentlichen Stoffeigenschaften auch nicht vorlagen und abgeschätzt werden mussten, sowie die Spannungszustände in den Lagerfugen und den Mauersteinen nicht ausreichend genau erfasst wurden.

Um zutreffendere Eigenschaftskenngrößen zu ermitteln, wird in [Sch03] ein Prüfverfahren zur Bestimmung der Torsionsscherfestigkeit entwickelt, siehe Abschnitt 5. Die Zugspannungen im Mauerstein werden mit einem nichtlinearen Spannungsverlauf über die Steinhöhe beschrieben, der eine Annahme darstellt und nicht durch theoretische und experimentelle Untersuchungen ausreichend abgesichert ist. Dennoch kann für die durchgeführten eigenen Untersuchungen eine zufriedenstellende Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis erzielt werden.

PFEIFER UND STEINBACH

PFEIFER formuliert in [Pfe87], [Pfe88] und [Pfe90] Bruchkriterien für platten- und scheibenbelastetes Mauerwerk. Für eine Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen wird dabei eine ungleichmäßige Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe berücksichtigt. Die Lagerfuge wird im ungerissenen und gerissenen Zustand betrachtet und dabei die Spannungsverteilungen nach St.-Venant bzw. [Bak80] im voll plastischen Zustand angesetzt, siehe auch Abschnitt 5.

Hierauf aufbauend erarbeitet STEINBACH [Ste09] ein Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens zweiachsig gespannter Mauerwerkwände bei gleichzeitiger Scheibenbeanspruchung. Die Berechnung des Last-Verformungsverhaltens erfolgt unter Verwendung eines auf linearer Basis arbeitendem Finite-Elemente-Programm, in das Bruchkriterien für den Versagensfall Stein und Fuge integriert werden und das die Steifigkeiten der Wandscheibe im gerissenen Zustand berücksichtigt. Die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge wird dabei nicht in Ansatz gebracht.

Zur Formulierung von Bruchkriterien – die zur Berechnung der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen relevant sind – werden für Steinversagen Finite-Elemente Berechnungen an einem Viertelstein durchgeführt, der an der Lagerfläche durch Torsionsschubspannungen entsprechend der St. Venant´schen Torsionstheorie bzw. einer plastifizierten Lagerfuge belastet wird. Für die Fuge im elastischen Zustand wird zur Berechnung der Randzugspannung im Mauerstein die folgende Näherungsgleichung (d in cm) angegeben:

$$\sigma_{BZ,u,max} = 2 \cdot \sigma_{BZ,mw} \cdot e^{(0{,}0225 \cdot d + 0{,}66) \cdot \frac{h_u}{l_u}} \qquad \text{(Gl. 2.10)}$$

und für die plastische Fuge der bereits von PFEIFER in [Pfe90] veröffentlichte Zusammenhang:

$$\sigma_{BZ,u,max} = 2 \cdot \sigma_{BZ,mw} \cdot 4^{\frac{h_u}{l_u}} \qquad \text{(Gl. 2.11)}$$

Bei gleicher Biegezugspannung liefert für praxisrelevante Steinabmessungen die plastifizierte Fuge höhere Randzugspannungen. Als Bruchkriterium wird in [Ste09] die maximale Randzugspannung der Mauersteinlängszugfestigkeit gleichgesetzt. Das Nachbruchverhalten des Steinmaterials wird nicht berücksichtigt.

Im Fall von Fugenversagen wird davon ausgegangen, dass eine vollständige Plastifizierung auftritt und die Scherspannungen lediglich über Gleitreibung übertragen werden. Durchgeführte Torsionsversuche an Probekörpern mit einer Sandfuge bei unterschiedlichen zentrischen und exzentrischen Normalkräften zeigten, dass für den

plastischen Zustand das Torsionsmoment entsprechend dem von BAKER in [Bak80] aufgestellten Integral zutreffend ermittelt werden kann. Als Lösung des Integrals wird bei zentrischer Normalkraft die auch in [Pfe90] angegebene Näherungsgleichung, siehe auch Abschnitt 5, verwendet:

$$M_{T,pl} = \left(0{,}25 + \left(0{,}1 + 0{,}033 \cdot \frac{\ddot{u}}{d}\right) \cdot \frac{\ddot{u}}{d}\right) \cdot \left(\ddot{u} \cdot d^2 \cdot \Phi_R \cdot \sigma_N\right) \qquad \text{(Gl. 2.12)}$$

RICHTER

RICHTER untersucht in [Ric09] das Tragverhalten von nichttragenden Mauerwerkwänden bei mehrachsigem Lastabtrag. Es werden ein computergestütztes Berechnungsmodell entwickelt, das durch im Rissbereich implementierte Federn nichtlineare Effekte berücksichtigt, und schließlich Bemessungsansätze zur Ermittlung der Systemtragfähigkeit hergeleitet. Grundlage hierfür sind zunächst analytische Betrachtungen an Mauerwerk unter einachsiger Biegemomenten- und unter Drillmomentenbeanspruchung, die anschließend für eine mehrachsige Beanspruchung erweitert werden. Darauf basierend werden allgemeine Bruchkriterien unter Berücksichtigung der Mörtel-, Stein- und Verbundeigenschaften für Mauerwerk unter mehrachsiger Biegebeanspruchung definiert. Da die ebenfalls hergeleiteten Bruchkriterien unter Ansatz der Biegezugfestigkeit des Mauerwerks das gleiche Ergebnis liefern müssen, können die folgenden Gleichungen zur Berechnung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen (unter Ansatz der Haftscherfestigkeit c ohne Auflastanteil) angegeben werden, und zwar für Fugenversagen:

$$f_{x2} = c \cdot 6 \cdot \frac{\ddot{u}}{h} \cdot \frac{\phi_m}{\omega_b} \qquad \text{(Gl. 2.13)}$$

und für Steinversagen:

$$f_{x2} = 0{,}5 \cdot f_{t,u} \cdot \frac{1}{\Delta_{max,el} \cdot \omega_b} \cdot \frac{h_u}{h_u + d_F} \qquad \text{(Gl. 2.14)}$$

Der Faktor ω_b beschreibt analog zu LAWRENCE und WILLIS, siehe oben, den Anteil des in einem vertikalen Schnitt übertragbaren Biegemomentes über die Mauersteine im Verhältnis zum Gesamtbiegemoment. Die Grenzwerte liegen zwischen 0,5 bei einer homogenen Platte und 1,0 für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen ohne Kraftübertragung. Über Betrachtungen der Kräfte am Einzelstein werden für Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen die Momentenverteilungsfaktoren angegeben. Für den linear-elastischen Zustand kann der Faktor in Abhängigkeit der Steifigkeits- und Geometrie-verhältnisse ermittelt werden. Für Mauerwerk mit reiner Druckkraftübertragung in den

Stoßfugen ergibt sich ein Momentverteilungsfaktor von $\omega_b = 0{,}79$ und hieraus analog [Man92], siehe oben, eine Tragfähigkeitssteigerung im Vergleich zu Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen von rd. 17%.

Zur Beschreibung des Fugenversagens wird die in Bild 2.6 dargestellte Schubspannungsverteilung in der ungerissenen Lagerfuge (Wanddicke t in m) angenommen. Im inneren quadratischen Querschnitt werden die Schubspannungen auf Grundlage der St.-Venant´schen Torsionstheorie berechnet und außerhalb dieses Bereiches ein konstanter bzw. in Richtung Steinlänge parabelförmiger Verlauf angenommen.

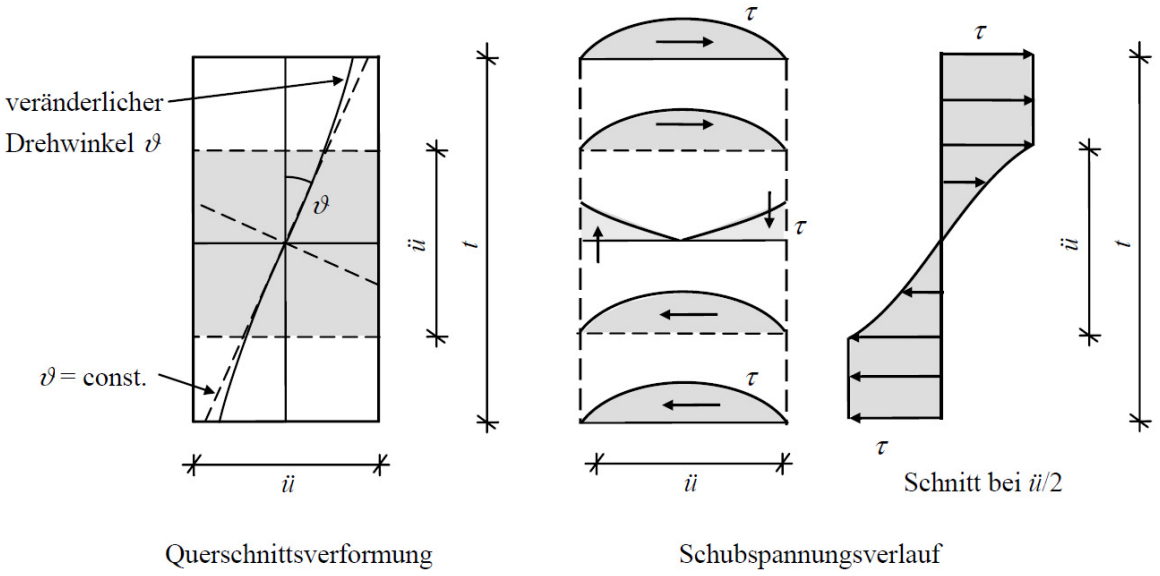


Bild 2.6: Querschnittsverformung und Schubspannungsverlauf in der Lagerfuge, aus [Ric09]

Auf Grundlage dieser Spannungsverteilung und unter Ansatz einer wirksamen Querschnittsfläche, die den ungleichmäßigen Spannungsverlauf im Mauerstein berücksichtigen soll, wird das bezogene dimensionslose Widerstandmoment ϕ_m ermittelt:

$$\phi_m = \begin{cases} \frac{1}{6} \cdot \left(1 + 0{,}248 \cdot \Gamma^2\right) & \text{für } \Gamma \le 1 \\ \frac{1}{6} \cdot \Gamma \cdot \left(1 + \frac{0{,}248}{\Gamma^2}\right) & \text{für } \Gamma > 1 \end{cases} \qquad \text{(Gl. 2.15)}$$

mit

$$\Gamma = \frac{\frac{\ddot{u}}{t}}{\sqrt{1 + \frac{1}{4 \cdot \left(h_u / l_u\right)^2}}} \qquad \text{(Gl. 2.16)}$$

Die Beschreibung des plastischen Materialverhaltens (reine Gleitreibung) erfolgt über den Ansatz nach BAKER [Bak80] mit den Näherungslösungen für Rotationspunkte in Steinmitte, Steinrand und Steinecke analog [Ton92]. Zur Beschreibung der Systemtragfähigkeit der Wand wird weiterhin ein funktionaler Zusammenhang für das Entfestigungsverhalten beim Übergang vom ungerissenen in den plastischen Zustand formuliert.

Für den Fall Steinversagen wird zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe der Ansatz von Steinbach, siehe (Gl. 2.10), modifziert, so dass für den hergeleiteten Faktor $\Delta_{max,el}$ auch der Einfluss der Stoßfugenvermörtelung erfasst wird:

$$\Delta_{max,el} = e^{(0{,}563\cdot t+0{,}165)\cdot\frac{h_u}{\ddot{u}}} + 4\cdot(\omega_b - 1)^2\cdot\left(1 - e^{(0{,}563\cdot t+0{,}165)\cdot\frac{h_u}{\ddot{u}}}\right) \qquad \text{(Gl. 2.17)}$$

Bei dem Ansatz wird von linear-elastischem Materialverhalten ausgegangen, d. h. die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks ist erreicht, wenn die Randzugspannung größer als die Steinbiegezugfestigkeit ist. Das Nachbruchverhalten der Mauersteine wird nicht berücksichtigt. Die Kalibrierung der Gleichung erfolgte auf Grundlage der in [Sch04] veröffentlichten Zusammenhänge zwischen Mauerstein- und Mauerwerk-Biegezugfestigkeit.

2.2.3 Stand der Normung

Die Bemessung von Mauerwerk kann in Deutschland derzeit nach DIN 1053-1 oder DIN 1053-100 erfolgen. Die beiden Normenteile unterscheiden sich i. W. nur in den zugrunde gelegten Sicherheitsphilosophien: DIN 1053-1 basiert auf dem globalen Sicherheitskonzept und DIN 1053-100 auf dem Teilsicherheitskonzept. Zur Berücksichtigung von neuen wissenschaftlichen Erkenntnissen in der Bemessung von Mauerwerk wurden die Normenteile DIN 1053-11 und -13 erarbeitet und als Normentwürfe veröffentlicht. Eine bauaufsichtliche Einführung erfolgte jedoch nicht mehr, da zukünftig die Bemessung nach dem Eurocode 6 in Verbindung mit dem nationalen Anhang, der ebenfalls veröffentlicht ist, erfolgen soll. In [Sch04], [Bra07b] und [Bra08g] wurde bereits über den jeweils aktuellen Stand der Normung in Bezug auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit berichtet. Im Folgenden sind die relevanten Abschnitte der o. g. Beiträge zusammenfassend übernommen und mit weiteren Neuerungen ergänzt worden.

DIN 1053-1 und DIN 1053-100

In beiden Normenteilen wird zwischen der Bemessung nach dem vereinfachten und dem genaueren Verfahren unterschieden.

In ***DIN 1053-1*** wird bei dem *genaueren Berechnungsverfahren* die zulässige Biegezugspannung parallel zur Lagerfuge als Kleinstwert aus den Kriterien: Fugenversagen, Steinversagen und Maximalwert mit folgenden Bemessungsgleichungen, die auf den Berechnungsansätzen aus [Man92] basieren, bestimmt:

$$\text{zul}\,\sigma_Z = \frac{1}{\gamma}\cdot\left(\beta_{RHS} + \mu\cdot\sigma_D\right)\cdot\frac{\ddot{u}}{h} \qquad \text{(Gl. 2.18)}$$

$$\text{zul}\,\sigma_Z = \frac{\beta_{RZ}}{2\cdot\gamma} \le 0{,}3\ \text{MN/m²} \qquad \text{(Gl. 2.19)}$$

mit

zul σ_Z	zulässige Zug- bzw. Biegezugspannung parallel zur Lagerfuge
σ_D	Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge
β_{RHS}	Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit ($2\cdot\ \sigma_{oHS}$), siehe Tabelle 2.1
β_{RZ}	Rechenwert der Steinzugfestigkeit
μ	Reibungsbeiwert, μ = 0,6
ü	Überbindemaß
h	Steinhöhe
γ	Sicherheitsbeiwert.

Für Fugenversagen sind die Eingangsgrößen in (Gl. 2.18) der Rechenwert der Haftscherfestigkeit in Abhängigkeit von der Mörtelart (siehe Tabelle 2.1), der auflastabhängige Reibungsanteil zur Übertragung von Scherspannungen und das auf die Mauersteinhöhe bezogene Überbindemaß. Für unvermörtelte Stoßfugen wird der Rechenwert der Haftscherfestigkeit halbiert.

Tabelle 2.1: Zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit σ_{0HS} in MN/m², Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit β_{RHS} nach DIN 1053-1, abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vk0} nach DIN 1053-100

Mörtelart, Mörtelgruppe	NM I	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM	NM IIIa
σ_{oHS} [1])	0,01	0,04	0,09	0,11	0,13
β_{RHS} [1])	0,02	0,08	0,18	0,22	0,26
f_{vk0}	0,02	0,08	0,18	0,22	0,26

[1]) Für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen sind die Werte σ_{oHS} zu halbieren. Als vermörtelt in diesem Sinn gilt eine Stoßfuge, bei der etwa die halbe Wanddicke oder mehr vermörtelt ist.

Für Steinversagen wird der Rechenwert der Steinzugfestigkeit in (Gl. 2.19) angesetzt, der nach drei von der Lochstruktur abhängigen Gruppierungen ohne Bezug auf die Mauersteinart mit folgenden Zusammenhängen aus der Steindruckfestigkeit berechnet wird:

$\beta_{RZ} = 0{,}025 \cdot \beta_{N,st}$ für Hohlblocksteine
$\beta_{RZ} = 0{,}033 \cdot \beta_{N,st}$ für Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern und Grifföffnungen
$\beta_{RZ} = 0{,}040 \cdot \beta_{N,st}$ für Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifföffnungen

Der Höchstwert von 0,30 N/mm² in (Gl. 2.19) stellt eine frei gewählte Obergrenze dar, vgl. [Man01].

Nach dem ***vereinfachten Berechnungsverfahren*** dürfen Biegezugspannungen σ_Z parallel zur Lagerfuge in Wandrichtung bis zu folgenden Höchstwerten in Rechnung gestellt werden:

$$\text{zul } \sigma_Z = 0{,}4 \cdot \sigma_{oHS} + 0{,}12 \cdot \sigma_D \leq \max \sigma_Z \qquad \text{(Gl. 2.20)}$$

mit

zul σ_Z	zulässige Zug- bzw. Biegezugspannung parallel zur Lagerfuge
σ_D	zugehörige Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge
σ_{oHS}	zulässige abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 2.1
max σ_Z	Maximalwert der zulässigen Zug- bzw. Biegezugspannung nach Tabelle 2.2

Der erste Teil von Gleichung (Gl. 2.20) wurde unter Ansatz des Mindestüberbindemaßes von ü/h = 0,4 und μ = 0,6 aus Gleichung (Gl. 2.18) abgeleitet. Gleichung (Gl. 2.19) wird durch den zweiten Teil von Gleichung (Gl. 2.20) ersetzt. Dabei wurden die Höchstwerte der Zugfestigkeit max σ_Z, siehe Tabelle 2.2, in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeit mit (Gl. 2.19) berechnet. Zu Grunde gelegt wurden hierbei die o. g. Zusammenhänge von Mauersteinzugfestigkeit und -druckfestigkeit und zwar $\beta_{RZ} = 0{,}025 \cdot \beta_{N,st}$ für die niedrigeren Steinfestigkeitsklassen 2 bis 8 und $\beta_{RZ} = 0{,}033 \cdot \beta_{N,st}$ für die Steinfestigkeitsklassen ≥12.

Tabelle 2.2: Maximale Werte max σ_Z der zulässigen Biegezugspannung in MN/m² nach DIN 1053-1
Höchstwert der ansetzbaren Zugfestigkeit max f_{x2} in MN/m² parallel zur Lagerfuge nach DIN 1053-100

Steinfestigkeitsklasse $\beta_{N,st}$	2	4	6	8	10	12	20	≥28
max σ_Z	0,01	0,02	0,04	0,05	-	0,10	0,15	0,20
max f_{x2}	0,02	0,04	0,08	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40

In ***DIN 1053-100*** erfolgte für die Nachweise bei Zug- und Biegezugbeanspruchung lediglich eine Umstellung auf das Teilsicherheitskonzept und die Umstellung des Nachweisformates von Spannungen auf Kräfte. Grundlage für die Bestimmung der Tragkräfte bzw. -momente sind die charakteristischen Zug- bzw. Biegezugfestigkeiten f_{x2}, die sich aus dem kleineren Wert der folgenden Gleichungen ergeben:

$$f_{x2} = (f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd}) \cdot ü/h \qquad \text{(Gl. 2.21)}$$

$$f_{x2} = 0{,}5 \cdot f_{bz} \leq 0{,}75 \text{ N/mm}^2 \qquad \text{(Gl. 2.22)}$$

mit

f_{vk0}	abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 2.1
f_{bz}	Rechenwert der Steinzugfestigkeit
μ	Reibungsbeiwert; es darf $\mu = 0{,}6$ angenommen werden
σ_{Dd}	Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im untersuchten Lastfall; er ist im Regelfall mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen
ü	Überbindemaß
h	Steinhöhe

Die Gleichungen (Gl. 2.21) und (Gl. 2.22) wurden unmittelbar aus DIN 1053-1 unter Ansatz von $f_{x2} = zul\ \sigma_Z \cdot \gamma$, $f_{vk0} = \beta_{RHS}$ und $f_{bz} = \beta_{RZ}$ übertragen. Der Höchstwert der Zug- bzw. Biegezugfestigkeit wurde mit einem Faktor von 2,5 – der sich aus ursprünglich anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerten von 1,5 auf der Einwirkungsseite und 1,7 für die Materialseite zusammensetzte – hochgerechnet. Nach den derzeitig anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerten ist der Maximalwert der Zugfestigkeit richtigerweise auf rd. 0,70 N/mm² zu begrenzen.

Für das vereinfachte Verfahren wurden wie auch bislang in DIN 1053-1 die Gleichungen (Gl. 2.21) und (Gl. 2.22) zu folgender Gleichung vereinfacht zusammengefasst:

$$f_{x2} = 0{,}4\ f_{vk0} + 0{,}24 \cdot \sigma_{Dd} \leq \max f_{x2} \qquad \text{(Gl. 2.23)}$$

Im Vergleich zu DIN 1053-1 bedeutet dies, dass sowohl für das genauere als auch für das vereinfachte Verfahren die entsprechenden Baustoffkenngrößen, auch der Höchstwert der ansetzbaren Zugfestigkeit $\max f_{x2}$ parallel zur Lagerfuge, mit dem globalen Sicherheitsbeiwert 2 hochgerechnet worden sind.

DIN 1053-11 und DIN 1053-13 (Entwurf)

Das *vereinfachte Verfahren nach DIN 1053-11* sieht keine rechnerischen Nachweise analog zu DIN 1053-100 bzw. DIN 1053-1 unter Ansatz der Biegezugfestigkeit vor. Vorwiegend windbelastete, nichttragende Wände sind über die Größe der Ausfachungsflächen analog zu Tabelle 9 in DIN 1053-1 nachzuweisen. Erddruckbelastete Kellerwände können weiter unter Einhaltung bestimmter Randbedingungen analog zu Abschnitt 8.1.2.3 in DIN 1053-1 nachgewiesen werden.

Das *genauere Verfahren nach DIN 1053-13* enthält abweichend von DIN 1053-1 und DIN 1053-100 keine Nachweisgleichungen für die Zugbeanspruchung von Mauerwerk, da zentrische Zugspannungen i. d. R. nur infolge von Zwängungen im Mauerwerk auftreten, und bereits durch konstruktive Maßnahmen sicherzustellen ist, dass hierdurch die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit nicht unzulässig beeinträchtigt wird. Ein Nachweis muss für horizontal insbesondere durch Wind oder Erddruck belastete, auf Biegung beanspruchte Mauerwerkwände erfolgen. Hierzu enthält DIN 1053-13 zwei wesentliche Neuerungen. Zum einen sind für bestimmte Mauerstein- / Mauermörtelkombinationen Biegezugspannungen senkrecht zur Lagerfuge ansetzbar. Ferner erfolgt in den Berechnungsgleichungen für die Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen eine Unterscheidung zwischen unvermörtelten und vermörtelten Stoßfugen. Letzteres erfolgt vor dem Hintergrund einer durchgängigen Definition der Haftscherfestigkeit.

Für eine nachvollziehbare und durchgängige Lösung wird die Haftscherfestigkeit abweichend von den bisherigen Regelungen in DIN 1053-1 bzw. DIN 1053-100 unabhängig von der Stoßfugenvermörtelung als reine Baustoffkenngröße definiert, und zwar auf Basis der Haftscherfestigkeit, die mit dem Prüfverfahren nach DIN 18555-5 bestimmt wird. Die Anforderungswerte für die Haftscherfestigkeit mit dem als ungünstig eingestuften Kalksand-Referenzstein sind in DIN V 18580 festgelegt, siehe Tabelle 2.3 (Mindesthaftscherfestigkeit).

Tabelle 2.3: Mindestanforderungen an die Verbundfestigkeit im Alter von 28 Tagen nach DIN V 18580 und charakteristischer Wert der Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} in N/mm² nach DIN 1053-13

Mörtelart, Mörtelgruppe	NM I	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III	NM IIIa	DM
Mindesthaft-scherfestigkeit	-	0,10	0,20	0,25	0,30	0,50
f_{vk0}	(0,02) [2)]	0,07	0,14	0,18	0,21	0,35 [1)]

1) Für Mauerwerk aus Mauersteinen mit einem Lochanteil größer 15 % ist der Wert zu halbieren.

2) Wert aus DIN 1053-100 übernommen

Da bislang keine Differenzierung nach Steinarten erfolgte, ist als Grundlage für die Festlegung eines charakteristischen Wertes nur die mit dem ungünstigen Kalksand-Referenzstein bestimmte Haftscherfestigkeit anzunehmen. Eine Abminderung der in der Eignungsprüfung nachzuweisenden Werte der Mindesthaftscherfestigkeit mit dem Faktor 0,7 erschien vertretbar. Hieraus ergeben sich die in Tabelle 2.3 angeführten Werte für den Grundwert der charakteristischen Anfangsscherfestigkeit f_{vk0}.

Dünnbettmörtel wurde früher aufgrund mangelnder ausreichender Erfahrungen analog zur Normalmörtelgruppe NM III eingestuft. Mittlerweile sind für Vollsteine die in Tabelle 2.3 aufgeführten Werte nach dem durchgängigen Konzept vertretbar. Bei Dünnbettmörtel in Verbindung mit Lochsteinen ist jedoch davon auszugehen, dass die Bruttolagerfugenfläche die Haftscherfestigkeit maßgeblich beeinflusst, so dass hier der KS-Referenzstein nicht als ungünstigster Stein angesehen werden kann. Eine Abminderung um 50 % für Lochsteine (näherungsweise maximaler Lochanteil) führt zu f_{vk0} = 0,18 N/mm² und somit zur bisherigen Einstufung analog zum Normalmörtel NM III. Mit dem Grundwert der charakteristischen Anfangsscherfestigkeit wird eine von den Bemessungsgleichungen abgegrenzte Definition dieser wesentlichen Baustoffkenngröße geschaffen. Die Nachvollziehbarkeit der Werte ermöglicht ggf. in einem weiteren Schritt eine Unterscheidung der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit auch der Steinarten und hiermit die Ausnutzung vorhandener Tragfähigkeitsreserven.

Für die Ermittlung der charakteristischen Werte der Steinzugfestigkeit gelten die bereits in DIN 1053-1 bzw. -100 verankerten und im Folgenden aufgeführten Zusammenhänge zur Steindruckfestigkeit:

$f_{bz} = 0{,}025 \cdot f_{bk}$ für Hohlblocksteine
$f_{bz} = 0{,}033 \cdot f_{bk}$ für Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern und Grifföffnungen
$f_{bz} = 0{,}040 \cdot f_{bk}$ für Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifföffnungen
$f_{bz} = 0{,}082 \cdot f_{bk}$ für Porenbeton

Dabei sind
f_{bz} Rechenwert der charakteristischen Steinzugfestigkeit
f_{bk} charakteristische Steindruckfestigkeit

Der Wert für Porenbetonmauerwerk wurde auf Grundlage neuerer Auswertungen in [Sch08] festgelegt.

Der Einfluss der Stoßfugenvermörtelung auf die Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge wurde in DIN 1053-1 und DIN 1053-100 durch eine Abminderung des Rechenwertes der Haftscherfestigkeit für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen berücksichtigt. Durch Definition der Haftscherfestigkeit als reine Baustoffkenngröße ist für die Stoßfugen-

ausführung eine Unterscheidung in Bemessungsgleichungen möglich. Die Bemessungsgleichungen in DIN 1053-13 wurden auf Grundlage der zulässigen Biegezugspannungen im genaueren Verfahren nach DIN 1053-1 abgeleitet, so dass annähernd gleiche Tragfähigkeiten nachweisbar sind. Für die charakteristische Biegezugfestigkeit $f_{x,k2,i}$ parallel zu den Lagerfugen ist bei unvermörtelten Stoßfugen der kleinere der Werte nach Gleichung (Gl. 2.24) und (Gl. 2.25) maßgebend

$$f_{x,k2,1} = \left(0{,}8 \cdot f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd}\right) \cdot \frac{ü}{h} \qquad \text{(Gl. 2.24)}$$

$$f_{x,k2,2} = 0{,}5 \cdot f_{bz} \leq 0{,}70 \ \text{N/mm²} \qquad \text{(Gl. 2.25)}$$

und bei vermörtelten Stoßfugen der kleinere der Werte aus Gleichung (Gl. 2.26) und (Gl. 2.27) maßgebend

$$f_{x,k2,1} = \left(1{,}5 \cdot f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd}\right) \cdot \frac{ü}{h} \qquad \text{(Gl. 2.26)}$$

$$f_{x,k2,2} = 0{,}5 \cdot f_{bz} \leq 0{,}70 \ \text{N/mm²} \qquad \text{(Gl. 2.27)}$$

Dabei sind

f_{vk0} Grundwert der Anfangsscherfestigkeit nach Tabelle 2.3

μ Reibungsbeiwert; es darf $\mu = 0{,}6$ angenommen werden

ü/h Verhältnis Überbindemaß zur Steinhöhe

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im untersuchten Lastfall; er ist im Regelfall mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen

f_{bz} Rechenwert der charakteristischen Steinzugfestigkeit, siehe oben

In [Bra08g] werden die zulässigen Zug- und Biegezugspannungen parallel zur Lagerfuge nach DIN 1053-1 mit den Bemessungswerten der Biegefestigkeit in DIN 1053-13 beispielhaft in einer grafischen Darstellung verglichen. Für Normal- und Leichtmörtel sind die Werte annähernd gleich groß. Für Dünnbettmauerwerk (aus Vollsteinen) ergeben sich im Vergleich zu DIN 1053-1 aufgrund der nun ansetzbaren höheren Haftscherfestigkeit höhere Biegezugfestigkeiten.

DIN EN 1996-1-1 und Nationaler Anhang

Entsprechend der europäischen Normungsphilosophie ist nach DIN EN 1996-1-1 (EC 6) die Biegezugfestigkeit aus Mauerwerkversuchen nach DIN EN 1052-2 oder durch Auswertung entsprechender Versuchsergebnisse zu bestimmen. Für den Fall, dass keine

Versuchsergebnisse vorliegen bzw. Werte im jeweiligen nationalen Anhang angegeben werden, sind in DIN EN 1996-1-1 Tabellenwerte in Abhängigkeit der Stein- und Mörtelart (für Porenbeton auch in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeit) angegeben. Dabei darf die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen nicht größer sein als die Mauerstein-Biegezugfestigkeit.

Im veröffentlichten Nationalen Anhang DIN EN 1996-1-1 / NA wurden die entsprechenden Gleichungen der DIN 1053-100 übernommen. Abweichend hiervon ist für Porenbetonsteine mit einer Länge ≥ 498 mm und einer Höhe ≥ 248 mm eine höhere charakteristische Steinzugfestigkeit ansetzbar, die wie folgt ermittelt wird:

$$f_{bk} = \frac{0{,}082}{1{,}25} \cdot \frac{1}{0{,}7 + \left(\frac{f_{st}}{25}\right)^{0{,}5}} \cdot f_{st} \qquad \text{(Gl. 2.28)}$$

Dabei ist f_{st} die mittlere Steindruckfestigkeit.

Der Maximalwert der charakteristischen Biegezugfestigkeit wird gegenüber DIN 1053-100, siehe Gleichung (Gl. 2.22), auf 0,7 N/mm² begrenzt.

2.3 Biegebeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen

2.3.1 Allgemeines

Bei der Biegebeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen ist ebenfalls zwischen den Versagensfällen Stein und Fuge zu unterscheiden.

Die maßgebende Baustoffkenngröße im Fall Steinversagen ist die Biegezugfestigkeit der Mauersteine in Richtung Steinhöhe. Mit Ausnahme einiger Stein-Mörtelkombinationen - beispielsweise Porenbeton-Mauerwerk mit Dünnbettmörtel - ist diese jedoch größer als die Verbundfestigkeit zwischen Mauerstein und Mauermörtel, so dass i. Allg. Fugenversagen eintritt.

Im Fall Fugenversagen ist die maßgebende Baustoffkenngröße die (Biege-)Haftzugfestigkeit des Mauermörtels in Kontakt zum Mauerstein. Dabei kann grundsätzlich sowohl ein Versagen im Mauermörtel durch Überschreiten der Zugfestigkeit des Mauermörtels als auch des Haftverbundes in der Kontaktfläche Mauerstein-Mauermörtel auftreten. Auf eine Unterscheidung dieser beiden Fälle wird in der Literatur i. Allg. verzichtet.

Aufgrund der im Vergleich zu parallel zu den Lagerfugen oder zweiachsig lastabtragendem Mauerwerk einfacheren Spannungsverteilungen beschränken sich die Untersuchungen i. W. auf das „Abprüfen“ von Wänden. Zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen werden häufiger auch Ersatzprüfverfahren verwendet. Hierbei werden entweder Mauerwerkpfeiler im 3- oder 4-Punktbiegeversuch geprüft oder insbesondere im angelsächsischem Raum das Bond-Wrench-Verfahren angewandt. Bei letzterem wird jeweils der oberste Stein eines Zwei- oder Mehrsteinprobekörpers mittels einer Klemmvorrichtung, die ein Biegemoment in der Fuge erzeugt, „abgezogen“. Das Verfahren hat mit DIN EN 1052-5 auch Eingang in die europäische Normung gefunden. In [Sch04] dargestellte Auswertungen haben jedoch gezeigt, dass für deutsche Untersuchungsergebnisse kein zufriedenstellender Zusammenhang zwischen den Ersatzprüfverfahren und der an Mauerwerkwänden geprüften Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge besteht. Beim Bond-Wrench-Verfahren liegt die Ursache u. a. vermutlich darin, dass sowohl die Lasteinleitung mittels Klemmvorrichtung nahe der zu prüfenden Lagerfuge als auch die Vorspannung durch die Klemmvorrichtung die Spannungsverteilung in der Lagerfuge beeinflussen. Es entsteht ein undefinierter Spannungszustand im Prüfkörper. Numerische Untersuchungen und Kalibrierversuche in [Sam98] zeigen, dass die Spannungsverteilung nicht der nach der Kontinuumsmechanik berechneten Spannungsverteilung entspricht und Spannungsspitzen in der Mitte der Mauersteinlänge auftreten. Das Prüfverfahren wurde in [Sam98] in Bezug auf die Lasteinleitung optimiert, Vergleichsversuche mit Mauerwerkwänden liegen jedoch nicht vor. Ferner ist anzumerken, dass die Untersuchungen für kleinformatige Mauersteine durchgeführt wurden. Eine

Übertragbarkeit auf in Deutschland verwendete Mauersteine und Mauermörtel ist daher fraglich. Der Vergleich von Bond-Wrench und Mauerwerkversuchen in [Mey02] hat einen Einfluss der Prüfkörperdicke auf den Verhältniswert der mit den Verfahren ermittelten Festigkeiten gezeigt, der bei Auswertungen in [Sch04] zumindest tendenziell auch für weitere Stein-Mörtelkombinationen erkennbar ist. Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass die ersatzweise Biegeprüfung eines Einstein-Pfeilers aufgrund der ähnlichen Beanspruchung die beste Übereinstimmung mit der Biegezugfestigkeit des Mauerwerks ergibt.

Die mit Ersatzprüfverfahren oder an Mauerwerk-Prüfkörpern bestimmten Ergebnisse werden maßgeblich durch die Streuung der Materialeigenschaften und die Anzahl der in einem Prüfkörper mit dem maximalen Biegemoment gleichzeitig beanspruchten Fugen beeinflusst. Um einen Zusammenhang zwischen der Biegehaftzugfestigkeit einer Fuge und der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit herzuleiten und somit den Größeneffekt zu berücksichtigen, wurde von verschiedenen Autoren (siehe unten) die „weakest-link“-Theorie verwendet. Die „weakest-link“-Theorie wurde ursprünglich auch zur Erklärung des Größen- bzw. Dickeneffektes anderer quasispröder Baustoffe – i. W. von Beton – herangezogen. Später konnte dieses Phänomen jedoch auf bruchmechanische Effekte zurückgeführt werden. Es kann derzeit nur vermutet werden, dass bei Mauerwerk sowohl ein bruchmechanisch erklärbarer Dickeneffekt vorliegt, aber auch aufgrund der größeren Streuung der Materialeigenschaften ein statistischer Größeneffekt im Gegensatz zum Beton nicht vernachlässigbar ist.

Neben den reinen Baustoffeigenschaften wird die Biegezugfestigkeit maßgeblich durch Fehlstellen bzw. Störungen des Verbundes im Bereich der Lagerfugen beeinflusst. In [Ver03] beschriebene Bond-Wrench-Versuche an 2 Stein-Prüfkörpern mit Normalmörtel zeigen, dass in den Randbereichen der Lagerfugen (15 bis 20 mm) kein Haftverbund zwischen Mauermörtel und Mauerstein vorhanden ist. Dies ist im Wesentlichen auf das Schwinden des Mörtels zurückzuführen, siehe auch Abschnitt 4. In der Praxis treten jedoch auch in Folge der handwerklichen Ausführungsqualität Fehlstellen auf, die bei quasisproden Baustoffen durch die Kerbwirkung zu einer Reduktion der Festigkeit und Tragfähigkeit führen können. Der Einfluss der Kerbwirkung auf die Biegetragfähigkeit senkrecht zur Lagerfuge wurde in [Kic00] untersucht.

In der folgenden Literaturübersicht sind die wesentlichen vorliegenden Literaturstellen zur Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen zusammengefasst. Diese beziehen sich i. W. auf die Herleitung statistischer Zusammenhänge von Ersatzprüfverfahren und Mauerwerk-Biegezugfestigkeit sowie jeweils bruchmechanische Untersuchungen zur Kerbwirkung und zum Dickeneffekt. Aus den in Abschnitt 2.2 genannten Gründen wird

auch hier auf eine umfassende Darstellung insbesondere ausländischer experimenteller Untersuchungen verzichtet.

2.3.2 Übersicht über themenverwandte Arbeiten

BAKER

BAKER beschreibt in [Bak76], [Bak78], [Bak78a] und [Bak85] den Einfluss der statistischen Streuung der Haftzugfestigkeit auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit.

In [Bak76] wird ein Verhältniswert zwischen der Pfeiler-Biegezugfestigkeit (4 Fugen im Bereich des maximalen Momentes) und der mittleren Biegehaftzugfestigkeit einer Fuge in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Biegehaftzugfestigkeit angegeben, siehe Bild 2.7.

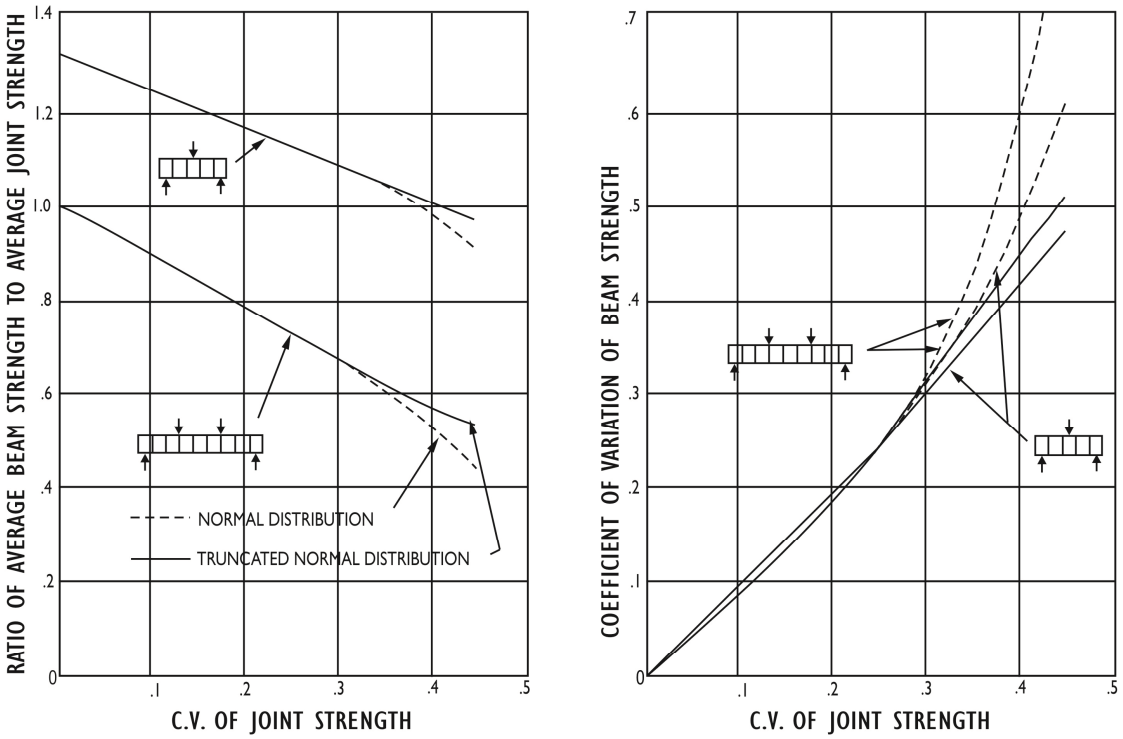


Bild 2.7: links: Verhältniswert Pfeiler-Biegezugfestigkeit / Biegehaftzugfestigkeit einer Fuge in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Biegehaftzugfestigkeit
rechts: Variationskoeffizient der Pfeiler-Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Biegehaftzugfestigkeit, nach [Bak76]

Experimentelle Untersuchungen zeigen, dass mit zunehmender Anzahl der Steine in Wandlänge sich der Einfluss der Streuung der Biegehaftzugfestigkeit verringert. In [Bak78] formuliert BAKER 4 Hypothesen und jeweils einen statistischen Ansatz zur Beschreibung

des Einflusses der Wandlänge auf das Versagen. Demnach versagt die Wand wenn entweder

1) die geringste Festigkeit innerhalb einer Lagerfuge überschritten ist („brittle“ in Bild 2.8),
2) die übrigen Bereiche der versagenden Lagerfuge die Gesamtlast nicht alleine übernehmen können („successive cracking“),
3) die mittlere Biegehaftzugfestigkeit über die gesamte Wandlänge überschritten ist („fully plastic“) oder
4) die mittlere Biegehaftzugfestigkeit über einen Teilbereich der Lagerfuge („partially plastic“) überschritten ist.

Die in [Bak76] und [Bak78] beschriebenen experimentellen Untersuchungen zeigen die beste Übereinstimmung mit der vierten Hypothese, wenn ein plastisches Verhalten über eine Länge angenommen wird, die 3 bzw. 4 Steinlängen entspricht (E = 3 bzw. E = 4), siehe Bild 2.8.

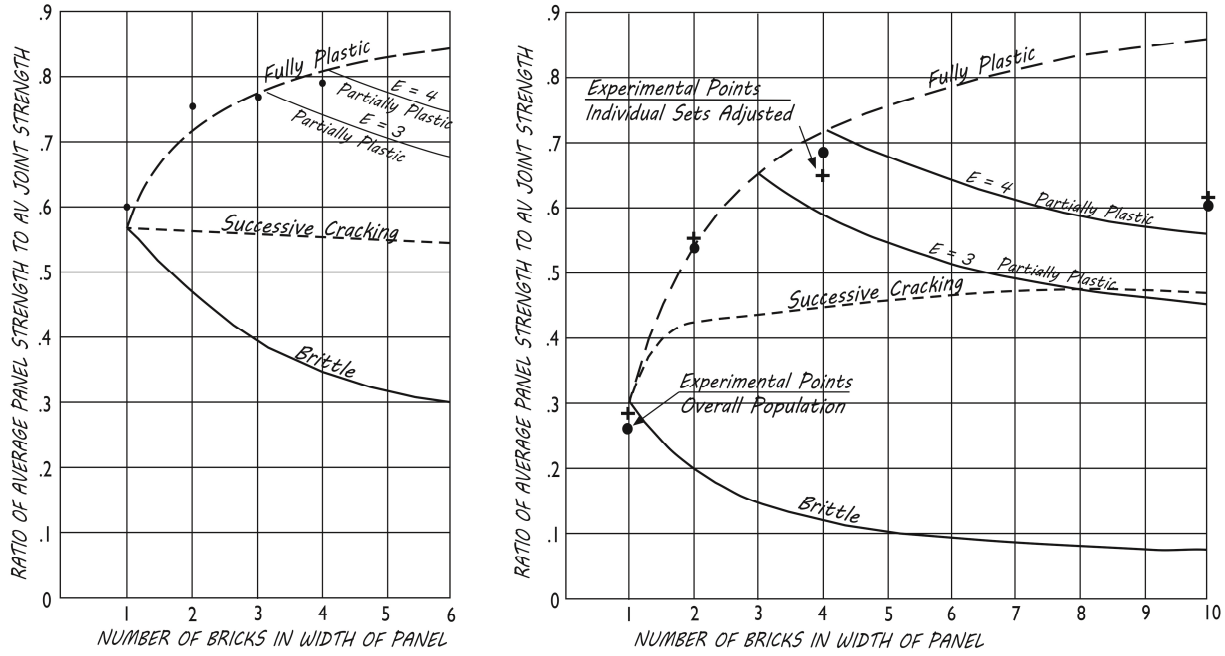


Bild 2.8: Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / mittlere Biegehaftzugfestigkeit einer Fuge in Abhängigkeit der Anzahl der Mauersteine in einer Lagerfuge für zwei unterschiedliche Versuchsserien
Vergleich statistischer Ansätze mit Versuchsergebnissen, nach [Bak78]

Eine tabellarische Übersicht über vergleichende Untersuchungen an Prüfkörpern mit unterschiedlicher Anzahl von Lagerfugen und unterschiedlicher Anzahl von Steinen einer Lagerfuge in Richtung Wandlänge in [Bak78] verdeutlicht den Einfluss.

LAWRENCE

LAWRENCE beschreibt in [Law91] ähnliche theoretische Untersuchungen wie BAKER zum statistischen Zusammenhang von der Biegehaftzugfestigkeit und der Pfeiler- bzw. Mauerwerk-Biegezugfestigkeit. Der Einfluss des Variationskoeffizienten der Biegehaftzugfestigkeit auf die Pfeiler-Biegezugfestigkeit (8 Fugen bei einem Drei-Punkt-Biegeversuch), der angabegemäß eine gute Übereinstimmung mit über 300 Biegezugversuchen liefert, ist in Bild 2.9 (links) dargestellt. Bild 2.9 (rechts) zeigt den für Mauerwerkwände (5 Steinlängen breit) analog ermittelten Zusammenhang bei einer gleichmäßigen Flächenlast.

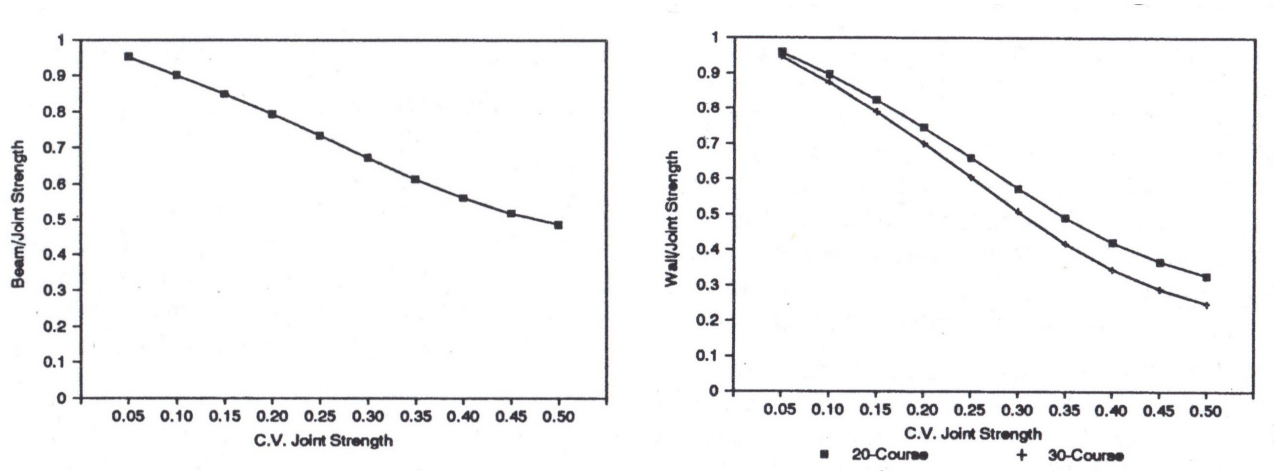


Bild 2.9: links: Verhältniswert Pfeiler-Biegezugfestigkeit (Dreipunkt-Biegeversuch) / Biegehaftzugfestigkeit einer Fuge in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Biegehaftzugfestigkeit, aus [Law91]
rechts: Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit (Flächenlast) / Biegehaftzugfestigkeit einer Fuge in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Biegehaftzugfestigkeit, aus [Law91]

Zum Einfluss der Wandlänge stellt LAWRENCE zwei Hypothesen auf. Zum einen überträgt er die „weakest-link“-Theorie auch in Richtung Wandlänge. D. h. die Fuge versagt an der schwächsten Stelle, wodurch sich die Wandlänge ungünstig auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit auswirkt (Hypothese 1 von BAKER, siehe oben). Dies zeigt sich – abweichend von den Untersuchungen von [Bak76] – auch in seinen experimentellen Untersuchungen an Prüfkörpern sowohl für zwei als auch fünf Steinlängen breite Wände. Die andere Hypothese mit Ansatz der mittleren Biegehaftzugfestigkeit in einer Fuge überschätzt die experimentellen Untersuchungen.

In [Law09] wird der Verhältniswert von der experimentell ermittelten Mauerwerk-Biegezugfestigkeit und der nach statistischen Modellen berechneten Mauerwerk-Biegezugfestigkeit - der sogenannte Modellfaktor - für über 100 Versuchsserien bestimmt. Die Berechnungsansätze werden dabei nicht genauer spezifiziert, wobei die Eingangsgrößen die Biegehaftzugfestigkeit und deren Streuung, die Wandlänge und Wandhöhe sowie die Belastungsart sind. Die Auswertungen zeigen, dass die Berücksichtigung der

Streuung der Materialeigenschaften in Richtung Wandlänge und / oder Wandhöhe entsprechend der „weakest-link“-Theorie zu einer Vergrößerung des Modellfaktors führt. LAWRENCE führt dies auf den Unterschied von Erstriss- und Versagenslast bei der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit infolge Lastumlagerungen zurück.

VAN DER PLUIM

In [Plu99] wird der Einfluss der Materialstreuungen auf die Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen mit vergleichenden Haftzug-, Biegehaftzug-, Bond-Wrench- und Wandversuchen untersucht. Die geringere Biegezugfestigkeit der Mauerwerkwände im Vergleich zu den Bond-Wrench-Versuchen kann über die Lagerfugenanzahl entsprechend der „weakest-link“-Theorie beschrieben werden. Ein Einfluss der Wandlänge auf die Biegezugfestigkeit war in den experimentellen Untersuchungen nicht erkennbar.

Den Einfluss der Wandlänge auf die Biegezugfestigkeit untersucht VAN DER PLUIM in numerischen Berechnungen unter Variation der Haftzugfestigkeit, des Nachbruchverhaltens, der Steifigkeit und der Variationskoeffizienten der Kenngrößen. Die Eigenschaftskenngrößen wurden über einen Zufallsgenerator über die Verbundfläche verteilt, wobei zur Berücksichtigung von Randschwindeffekten den äußeren Bereichen geringere Haftzugfestigkeitswerte zugewiesen wurden, siehe Bild 2.10.

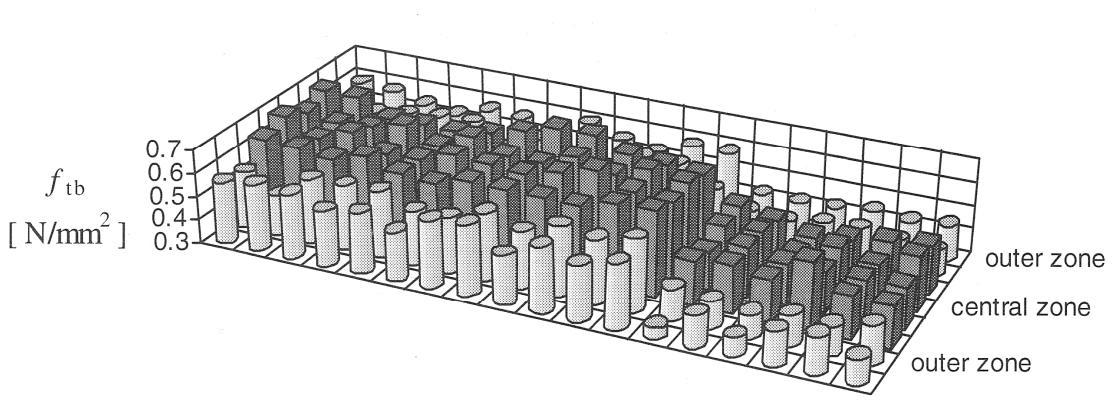


Bild 2.10: Generierte Verteilung der Haftzugfestigkeit in der Lagerfuge (Länge: 612 mm), aus [Plu99]

Die Zuordnung der Haftzugfestigkeit und der Bruchenergie erfolgte zunächst für eine repräsentative Fläche entsprechend einer halben oder ganzen Steinlänge mit einem Variationskoeffizienten von 0,25. Die Haftzugfestigkeit wurde in einem zweiten Schritt für jedes Einzelelement des FE-Modells innerhalb der repräsentativen Fläche mit einem Variationskoeffizienten von 0,1 weiter differenziert. Die Berechnungen wurden so lange wiederholt bis ein annähernd konstanter Wert für den Variationskoeffizienten des Berechnungsergebnisses erzielt wurde.

Die Berechnungen zeigen bei Aufbringen einer äußeren Spannung (lastgeregelt) mit zunehmender Wandlänge eine Abnahme der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit, die aufgrund des Nachbruchverhaltens nach Festigkeitsüberschreitung jedoch gering ist. Bei einer verformungsgeregelten Belastung ist der Einfluss noch deutlich schwächer, siehe Bild 2.11.

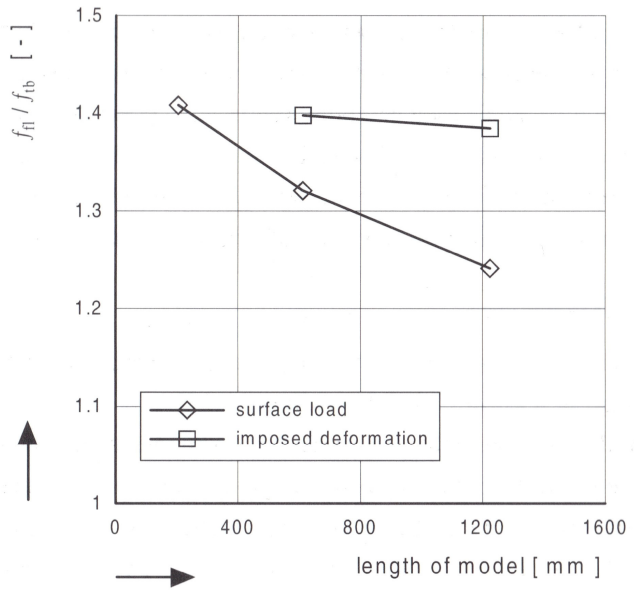


Bild 2.11: Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit der Wandlänge im FE-Modell bei Aufbringen einer gleichmäßigen äußeren Biegespannung und einer äußeren Verformung, aus [Plu99]

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse kommt VAN DER PLUIM zu dem Schluss, dass in Bezug auf die Fugenanzahl die „weakest-link"-Theorie zureffend ist. Eine höhere Biegezugfestigkeit aufgrund von Lastumlagerung mit zunehmender Wandlänge ist nicht ansetzbar. Die theoretischen Untersuchungen lieferten sogar entsprechend [Law91] in Abhängigkeit der Belastungsart eine Abnahme der Biegezugfestigkeit mit zunehmender Wandlänge.

LOURENCO

In einer Zusammenfassung der bisherigen Erkenntnisse zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk gibt LOURENCO in [Lou01], [Lou00] die folgenden Gleichungen zur Berechnung der Pfeiler-Biegezugfestigkeit $f_{x1,Pfeiler}$ und deren Standardabweichung $\sigma_{x1,Pfeiler}$ in Abhängigkeit der Kenngrößen $f_{x1,Fuge}$ und $\sigma_{x1,Fuge}$ für eine Einzelfuge entsprechend der „weakest-link"-Theorie an:

$$f_{x1,Pfeiler} = f_{x1,Fuge} - k_1 \cdot \sigma_{x1,Fuge} \qquad \text{(Gl. 2.29)}$$

$$\sigma_{x1,Pfeiler} = k_2 \cdot \sigma_{x1,Fuge} \qquad \text{(Gl. 2.30)}$$

Die Faktoren k_1 und k_2 aus [Lou01] sind in Tabelle 2.4 angegeben.

Tabelle 2.4: Koeffizienten für (Gl. 2.29) und (Gl. 2.30) nach der „weakest-link"-Theorie, aus [Lou01]

Faktor	Fugenanzahl				
	2	3	4	5	6
k_1	0,56	0,85	1,03	1,16	1,27
k_2	0,826	0,748	0,696	0,669	0,645

Die Anwendbarkeit dieser Ansätze zur Nachrechnung der vergleichenden Versuche von VAN DER PLUIM wird aufgrund der unterschiedlichen Prüfkörperbreiten in Frage gestellt. Darüberhinaus wird angeführt, dass i. Allg. bei einem ganzen Bauteil mehrere Fugen versagen, so dass Spannungsumlagerungen dazu führen, dass Streuungen nur eine untergeordnete Rolle spielen.

Zur Verdeutlichung des bruchmechanischen Dickeneffektes werden numerische Berechnungen an biegebeanspruchten Balken unter Variation der Bruchenergie durchgeführt. Die ermittelten Grenzwerte – zum einen für sprödes Material entsprechend der klassischen Biegetheorie und zum anderen für einen nahezu vollständig plastifizierten Querschnitt – liefern erwartungsgemäß einen Faktor von näherungsweise 3, siehe auch Abschnitt 3. Der in Dreipunkt-Biegeversuchen an Porenbeton-Dünnbettmauerwerk ermittelte Dickeneinfluss auf die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge ist in Bild 2.12 dargestellt. Dabei ist entsprechend der in [Lou00] exemplarisch veröffentlichten Bruchbilder bei der kleinsten Prüfkörperhöhe von 100 mm Steinversagen und bei einer Prüfkörperhöhe von 240 mm Fugen- bzw. Mischversagen (angabegemäß auch bei den übrigen Prüfkörperbreiten) aufgetreten.

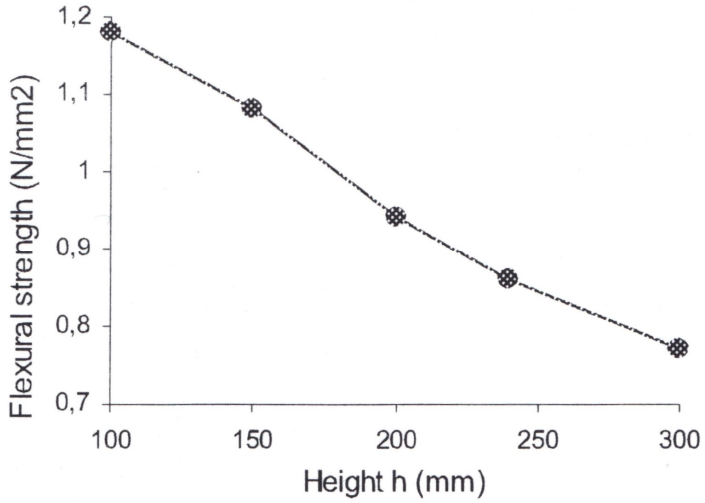


Bild 2.12: Einfluss der Prüfkörperhöhe auf die Biegezugfestigkeit von Porenbeton-Dünnbettmauerwerk, aus [Lou00]

KICKLER

KICKLER beschreibt in [Kic00] Untersuchungen zum Einfluss von Rissen im Fugenbereich auf das Biegetragverhalten senkrecht zur Lagerfuge. Dabei werden kombinierte Biege- als auch Schubbelastungen für geschichtete Materialien betrachtet. Die angewendeten Methoden basieren auf den Ansätzen der linear-elastischen Bruchmechanik. In experimentellen Untersuchungen werden die kritischen Spannungsintensitätsfaktoren K_{Ic} für unterschiedliche Prüfkörpergeometrien an Kalksandsteinen mit Dünnbettmörtel ermittelt. Diese lagen für eine reine Biegebeanspruchung bei Bauteildicken von 30 bis 120 mm (bezogene Risstiefe 0,375) zwischen 0,77 und 1,05 N/mm$^{3/2}$, siehe auch Abschnitt 4. Die für die Auswertung der experimentellen Untersuchungen erforderlichen geometrischen Korrekturfaktoren f (l/d) zur Berücksichtigung des Verhältniswertes von Risstiefe zu Bauteildicke werden in numerischen Berechnungen ermittelt. Derartige Korrekturfaktoren finden sich auch z. B. in [Ril90], [Mur87]. Die Untersuchungen zeigen, dass sich die Biegezugfestigkeit eines leicht angerissenen Querschnitts im Vergleich zu einem ungerissenen Querschnitt bereits um ca. 80% reduziert.

Mit den zuvor ermittelten Kennwerten f (l/d) kann das kritische Moment M_c bei einem angerissenen Querschnitt (Breite b, Dicke d, Risstiefe l) mit der folgenden Gleichung ermittelt werden:

$$M_c = b \cdot d^{1,5} \cdot K_{Ic} \cdot f(l/d) \qquad \text{(Gl. 2.31)}$$

Dieses bruchmechanisch ermittelte Zusatzmoment wird in dem vorgeschlagenen iterativen Bemessungsverfahren nach dem Prinzip der klaffenden Fuge berücksichtigt. Die Ansätze liefern Ergebnisse, die zwischen dem gängigen Bemessungsverfahren mit klaffender Fuge und der pauschalen Berücksichtigung von Zugspannungen liegen.

Als kritisch ist anzusehen, dass die Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik bestimmte Randbedingungen (u. a. die Unabhängigkeit der Bruchzähigkeit von der Probenkörpergeometrie, siehe auch Abschnitt 3) voraussetzt, die in [Kic00] nicht ausreichend abgesichert werden.

SCHUBERT UND SCHMIDT (EIGENE ARBEITEN)

Eine Auswertung vorliegender deutscher Versuchsergebnisse wurde durch SCHUBERT in [Sch97] veröffentlicht. Die Datenbank wird in [Sch04] mit neueren deutschen Versuchsergebnissen ergänzt. Bild 2.13 zeigt die Streubreite der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Stein-Mörtelkombinationen.

Der maßgebende Versagensfall für Mauerwerk mit Leicht- und Normalmörtel ist bei den vorliegenden Versuchen erwartungsgemäß Fugenversagen. Die höheren Festigkeitswerte

bei Hochlochziegeln sind insbesondere auf die Verdübelungswirkung der sich sowohl in der oberen als auch der unteren Steinlage ausbildenden Mörteldorne zurückzuführen. Auffällig bei der Auswertung der Versuche war, dass auch bei Dünnbettmauerwerk das Versagen fast ausschließlich im Fugenbereich auftritt, auch wenn die Biegehaftzugfestigkeit deutlich höher ist als die Biegezugfestigkeit des Mauersteins. In diesen Fällen tritt i. A. der Bruch in der Nähe der Lagerfugen auf. Die genaue Bruchebene ist jedoch aufgrund fehlender Dokumentation nicht mehr feststellbar. In [Sch04] werden als Ursachen für das Versagensbild nicht vollständig vermörtelte Lagerfugen oder Spannungsspitzen infolge Steifigkeitsunterschieden im Kontaktbereich Mauerstein / Mauermörtel genannt.

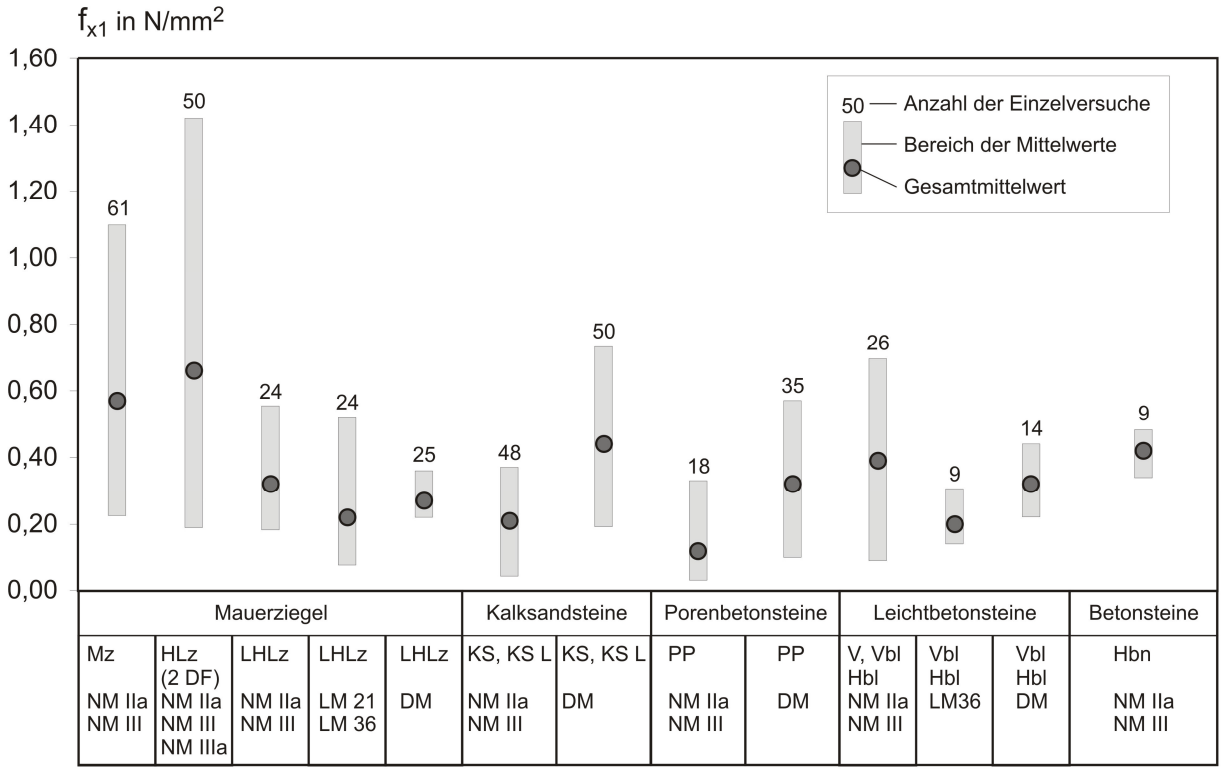


Bild 2.13: Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen, aus [Sch04]

Auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse wird in [Sch04], siehe auch [Sch97], der Schluss gezogen, dass folgende charakteristische Biegezugfestigkeiten für alle Mauerstein-Mauermörtelkombinationen vertretbar erscheinen:

- Mauerwerk mit Normal- und Leichtmörtel: $f_{x1,k}$ = 0,05 N/mm²
- Mauerwerk mit Dünnbettmörtel: $f_{x1,k}$ = 0,15 N/mm²

2.3.3 Stand der Normung

Die Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen durfte bislang nach DIN 1053-1 und DIN 1053-100 nicht in Ansatz gebracht werden. Im Entwurf von DIN 1053-13 ist dies bei der Bemessung von Dünnbettmauerwerk möglich. Voraussetzungen hierfür sind, dass die Wände nur durch kurzzeitig einwirkende Lasten rechtwinklig zu ihrer Oberfläche beansprucht werden und es beim Versagen der Wand nicht zu einem größeren Einsturz oder zum Stabilitätsversagen des ganzen Tragwerks kommen darf. Der ansetzbare Wert für die charakteristische Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge beträgt für Voll- oder Blocksteine sowie Planelemente $f_{x,k1}$ = 0,20 N/mm². Für Mauerwerk aus Mauersteinen mit einem Lochanteil >15 % und Dünnbettmörtel darf $f_{x,k1}$ mit 0,10 N/mm² angesetzt werden.

DIN EN 1996-1-1 (EC 6) ermöglicht grundsätzlich den Ansatz einer Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge analog zur Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge, siehe Abschnitt 2.2.3. Es werden ebenfalls Tabellenwerte für die charakteristische Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Stein- und Mörtelart angegeben. Der nationale Anhang DIN EN 1996-1-1 / NA – der in Deutschland bei der Bemessung in Verbindung mit dem EC 6 anzuwenden ist – enthält i. W. die Regelungen aus DIN 1053-13. Abweichend hiervon wird der Ansatz einer Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge ausschließlich auf Mauerwerk aus Planelementen beschränkt, für das eine charakteristische Biegezugfestigkeit in Höhe von $f_{x,k1}$ = 0,20 N/mm² zugrunde gelegt werden darf.

2.4 Zusammenfassung

Für die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen liegen umfangreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen vor, aus denen u. a. Berechnungsansätze hervorgegangen sind, die Eingang in die deutschen Bemessungsnormen gefunden haben. Bei der Herleitung der Berechnungsansätze mussten jedoch immer Annahmen für die Spannungsverteilung in den Fugen bzw. auch in den Mauersteinen getroffen werden.

Die Schubspannungsverteilung in der Lagerfuge wird i. d. R. entweder elastisch oder plastisch bei ausschließlicher Berücksichtigung der reinen Gleitreibung angesetzt. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Beanspruchung der Fugen durch ein Torsionsmoment beschrieben werden kann. Untersuchungen zur tatsächlichen Beanspruchung und zum Spannungszustand in den rechteckförmigen Überbindeflächen, die auch das Entfestigungsverhalten in der Verbundfuge berücksichtigen, liegen nicht vor.

In den dargestellten Berechnungsansätzen wird zur Beschreibung der Zugspannungen im Mauerstein häufig von einer gleichmäßigen Verteilung über die Steinhöhe ausgegangen, wobei insbesondere in neueren Veröffentlichungen auch Spannungskonzentrationen infolge der Inhomogenität des Mauerwerks berücksichtigt werden. In eigenen experimentellen Untersuchungen konnte bereits nachgewiesen werden, dass die Stoßfugen infolge einer Kerbwirkung zu Spannungskonzentrationen im Steinrandbereich führen. Die Beschreibung der Spannungsverteilung im Mauerstein basiert ansonsten bislang nur auf theoretischen Überlegungen bzw. Finite-Elemente-Simulationen mit vereinfachten Randbedingungen, die nicht die Spannungszustände in einer Mauerwerkwand beschreiben. Bei der Formulierung von Bruchkriterien wird das Entfestigungsverhalten der Mauersteine bislang nicht berücksichtigt. Hierdurch kann insbesondere bei den durch die unvermörtelten Stoßfugen vorhandenen Kerbspannungsspitzen die Tragfähigkeit um ein Vielfaches unterschätzt werden.

Die Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen wird maßgeblich durch die (Biege-)Haftzugfestigkeit beeinflusst. Da es sich hierbei um eine experimentell zu ermittelnde Baustoffkenngröße handelt, sind die theoretischen Arbeiten hier begrenzt und die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge wird in vielen Arbeiten insbesondere beim zweiachsigen Lastabtrag als Baustoffkenngröße angesetzt. Die wissenschaftlichen Arbeiten zur Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen beschäftigen sich fast ausschließlich mit dem Einfluss der Streuung der (Biege-)Haftzugfestigkeit auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit. Systematische bruchmechanische Untersuchungen mit Ausnahme der Arbeiten von KICKLER unter Annahme der LEBM und den punktuellen experimentellen Untersuchungen von LOURENCO zum Dickeneinfluss liegen nicht vor.

Die detaillierte Analyse des Mauerwerk-Tragverhaltens unter Biegung setzt die Kenntnis der vollständigen Stoffgesetze der Mauersteine und des Verbundes unter Zug- bzw. Scherbeanspruchung voraus, auf die in den folgenden Abschnitten gesondert eingegangen wird. Umfangreiche Untersuchungen hierzu, auch vor dem Hintergrund der Beschreibung des Biegetragverhaltens unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode, werden von VAN DER PLUIM durchgeführt. Eine Analyse der im Mauerwerk vorhandenen Spannungsverteilungen insbesondere bei einachsigem Lastabtrag sowie eine geschlossene Lösung zur Berechnung der Biegezugfestigkeit parallel oder senkrecht zu den Lagerfugen unter Berücksichtigung der ermittelten Stoffgesetze und des nichtlinearen Verhaltens erfolgen dort jedoch nicht.

Zusammenfassend unterstreicht die vorliegende Literaturrecherche die Notwendigkeit der Ermittlung und Analyse der im Mauerwerk vorhandenen Spannungsverteilungen auf Grundlage von nichtlinearen Berechnungen zur zutreffenden Beschreibung des Biegetragverhaltens und zur Herleitung von Berechnungsansätzen für die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk. Hierzu müssen die vollständigen Stoffgesetze der Mauersteine und der Verbundfugen bestimmt werden.

ABSCHNITT 3

MATERIALKENNWERTE VON MAUERSTEINEN

Das Biegetragverhalten von Mauerwerk wird maßgeblich durch die mechanischen Eigenschaften der Mauersteine unter Zugbeanspruchung beeinflusst. In einer Literaturübersicht werden zunächst die wesentlichen Grundlagen für die Beschreibung der Bruchmechanismen und vollständigen Stoffgesetze von quasi-spröden Baustoffen unter Zugbeanspruchung dargestellt. Untersuchungen an Mauersteinen liegen bislang jedoch nur vereinzelt vor.

Zur Charakterisierung unterschiedlicher Mauersteinmaterialien – Porenbeton, Kalksandstein, Leichtbeton und Ziegel – wurden Zug- und Dreipunkt-Biegezugversuche sowie auch Druckversuche an Zylindern und Prismen durchgeführt, die aus ausgewählten Mauersteinen, i. Allg. Vollsteinen, entnommen wurden. Auf Grundlage dieser Untersuchungen werden die wesentlichen mechanischen und bruchmechanischen Kennwerte bestimmt und mit Hilfe numerischer Verfahren die vollständigen Stoffgesetze der Mauersteinmaterialien ermittelt.

Analoge Untersuchungen wurden auch an ganzen Mauersteinen durchgeführt. Ziel dieser Untersuchungen war zum einen die Charakterisierung der Mauersteine und Bestimmung von Eingangsgrößen zur Berechnung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit, zum anderen konnten erste Erkenntnisse zum Nachbruchverhalten von Lochsteinen ermittelt werden.

In analytischen Untersuchungen wurde der Einfluss der Kerbtiefe und der Mauersteinbreite auf die Biegezugfestigkeit der unterschiedlichen Steinarten ermittelt.

3.1 Einleitung, Grundlagen

3.1.1 Allgemeines

Das Last-Verformungsverhalten unter Zugbeanspruchung von quasi-spröden Baustoffen kann durch die in Bild 3.1 qualitativ dargestellte Spannungs-Dehnungslinie beschrieben werden. Die ersten Untersuchungen zur Bestimmung der vollständigen Spannungs-Dehnungslinien von Beton in zentrischen Zugversuchen wurden von HILSDORF in [Hil63] beschrieben.

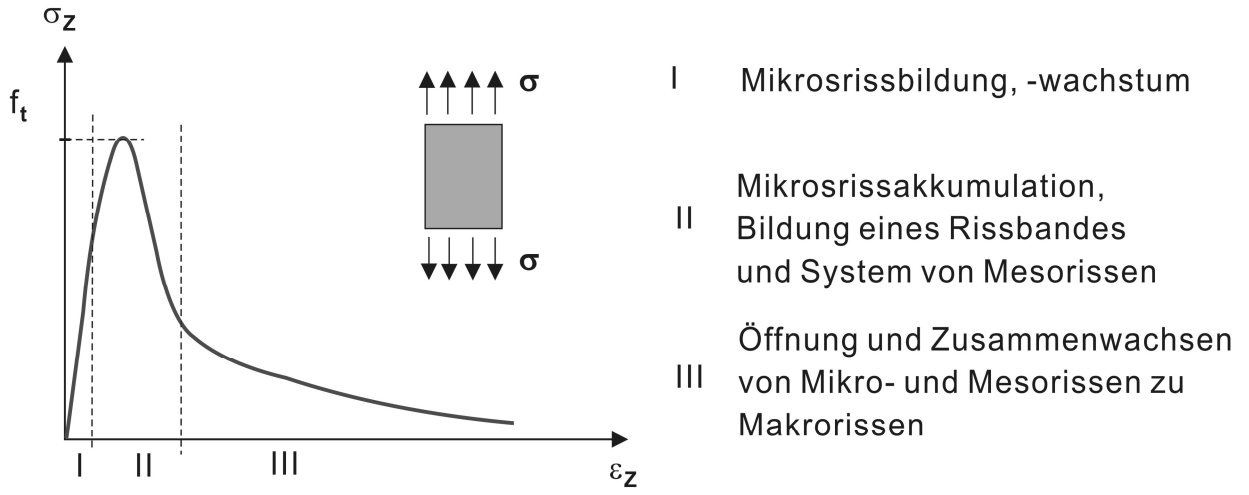


Bild 3.1: Schematische Darstellung der Spannungs-Dehnungslinie eines quasi-spröden Baustoffes und Stadien der Rissentwicklung für Beton, in Anlehnung an [Mec00]

Zur Vorhersage von Traglasten und zur Beschreibung der Rissbildung in quasi-spröden Baustoffen wurden in den vergangenen Jahrzehnten umfangreiche Untersuchungen durchgeführt und unterschiedliche bruchmechanische Konzepte erarbeitet. Die allgemeinen Grundlagen der Bruchmechanik sind u. a. in [Gro01] und [Ros82] dargestellt. Eine umfassende Zusammenstellung der Erkenntnisse zum Bruchverhalten von quasi-spröden Materialien liefert u. a. [Baz98].

Die Ansätze zur Beschreibung der Rissbildung in quasi-spröden Baustoffen, insbesondere Beton, basierten zunächst auf der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM). Nach der LEBM setzt Risswachstum ein, wenn die kritische Spannung σ_C, die auf Grundlage der kritischen Energiefreisetzungsrate G_{Ic} bzw. des kritischen Spannungsintensitätsfaktors $K_{Ic} = (G_{Ic}\ E)^{0,5}$ berechnet werden kann, überschritten wird, siehe [Irw57]. Die Parameter G_{Ic} und K_{Ic} können jedoch nicht als reine Materialparameter angesehen werden, u. a. besteht eine Abhängigkeit von der Prüfkörpergeometrie, Rissanordnung und Beanspruchungsart, siehe z. B. [Kap61]. Wesentliche Voraussetzung für die Anwendung der LEBM ist, dass der Bereich der plastischen Verformung im Vergleich zur Risslänge klein ist. Inwiefern die

LEBM für Mauersteinmaterialien anwendbar ist, wird anhand eigener experimenteller Untersuchungen überprüft, siehe Abschnitt 3.3.2.

Ein wesentliches Merkmal für spröde bzw. quasi-spröde Werkstoffe ist die Kerbempfindlichkeit, die als Verhältnis der Zug- bzw. Biegezugfestigkeit von gekerbten und ungekerbten Proben definiert ist:

$$k = \frac{f_{t,net}}{f_t} \leq 1 \qquad \text{bzw.} \quad k = \frac{f_{fl,net}}{f_{fl}} \leq 1 \qquad \text{(Gl. 3.1)}$$

Gemäß [Zie80] ist die Kerbempfindlichkeit ein notwendiges, jedoch kein hinreichendes Kriterium für die Anwendbarkeit der LEBM.

Zur Beschreibung des Bruchverhaltens von Baustoffen, die nicht mit der LEBM beschrieben werden können und deren Bereich plastischer Verformungen an der Rissspitze nicht vernachlässigbar ist, wurden unterschiedliche Modelle der nichtlinearen Bruchmechanik (NLBM) mit i. W. zwei Grundkonzepten entwickelt: Modelle des äquivalenten elastischen Risses und Kohäsionsrissmodelle. Bei den eigenen Untersuchungen wurde das Steinmaterial auf Grundlage der Kohäsionsrissmodelle beschrieben. Bei diesen Modellen wird davon ausgegangen, dass in den gerissenen Bereichen des Materials bis zum Erreichen einer bestimmten Rissöffnung weiterhin Spannungen übertragen werden können. Zu den wichtigsten Modellen des Kohäsionsrisses zählen das Fictitious Crack Modell von HILLERBORG ET AL [HIL76] und das Crack Band Modell von BAZANT UND OH [Baz83]. Beide Modelle wurden zur Beschreibung der Mauersteineigenschaften verwendet – das fiktive Rissmodell bei der Bestimmung der Steineigenschaften und das Rissbandmodell bei der numerischen Simulation der Mauerwerkwände.

Der grundlegende Unterschied bei den Modellen ist, dass die in der Rissprozesszone durch Rissbildung und Rissfortschritt nach Erreichen der Zugfestigkeit auftretenden Verformungen zum einen durch die Rissöffnung eines fiktiven Risses beschrieben werden, zum anderen über eine Rissbandbreite c_b verschmiert betrachtet werden, siehe Bilder 3.2 und 3.3.

Bei beiden Modellen wird das Materialverhalten des ungeschädigten Materials, d.h. außerhalb der Rissprozesszone (RPZ) bzw. des fiktiven Risses sowie innerhalb dieser Bereiche bis zum Erreichen der Zugfestigkeit, durch eine Spannungs-Dehnungslinie (Diagramm I in den Bildern 3.2 und 3.3) beschrieben. Beim fiktiven Rissmodell werden die im fiktiven Riss übertragbaren Spannungen in Abhängigkeit der Rissöffnung w beschrieben (Diagramm II in Bild 3.2). Beim Rissbandmodell wird das Materialverhalten in der Rissprozesszone durch eine vollständige Spannungs-Dehnungslinie formuliert (Diagramm II in Bild 3.3).

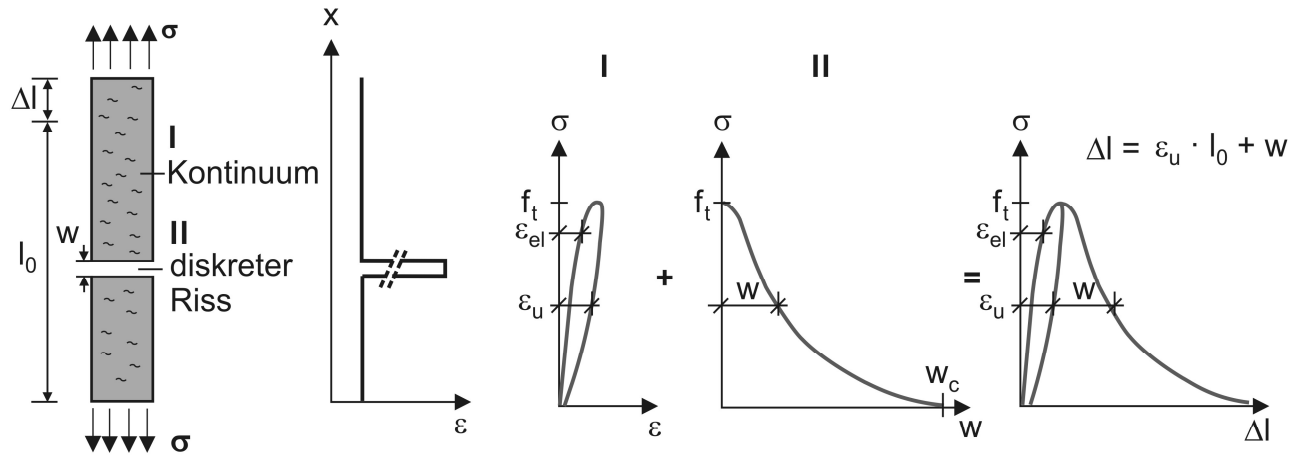


Bild 3.2: Fictitious Crack Modell mit einem diskreten Riss, in Anlehnung an [Gut99], [Eli89]

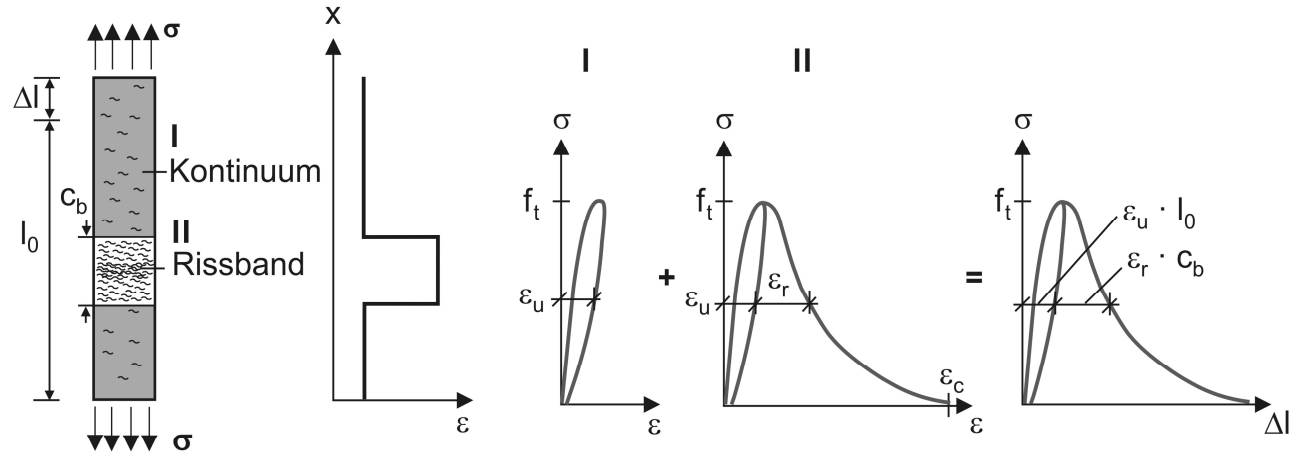


Bild 3.3: Crack Band Modell mit einer Rissprozesszone, in Anlehnung an [Gut99], [Eli89]

Über die Rissbandbreite ist eine Umrechnung der Spannungs-Dehnungslinie in eine Spannungsrissöffnungskurve und umgekehrt für $\varepsilon_{el} = \varepsilon_u = \sigma / E$ möglich mit

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{w}{c_b} \qquad \text{(Gl. 3.2)}$$

Grundsätzlich handelt es sich bei der Rissbandbreite um eine Materialkenngröße. Bei der FE-Simulation kann sie jedoch in Abhängigkeit der Risslokalisierung und der Netzfeinheit maßgeblich das Berechnungsergebnis beeinflussen, siehe Abschnitt 6.4.2.

Die Gesamtfläche unter der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung bzw. unter der Spannungs-Dehnungslinie, die das Verhalten der Rissprozesszone beschreibt, entspricht der Bruchenergie G_F^I, die zur vollständigen Durchtrennung des Materials benötigt wird. Als

Parameter zur Charakterisierung des Materialverhaltens und Maß für die Sprödigkeit eines Baustoffes wurde von PETERSSON die charakteristische Länge l_{ch} eingeführt

$$l_{ch} = \frac{G_F^I \cdot E}{f_t^2} \qquad \text{(Gl. 3.3)}$$

PETERSSON [Pet81] ermittelt Zusammenhänge zwischen der Kerbempfindlichkeit und der bezogenen Risstiefe a / d sowie dem Verhältniswert d / l_{ch} mit Hilfe numerischer Berechnungen von Dreipunkt-Biegeversuchen unter Ansatz des Fictitious Crack Modells. Mit zunehmendem Verhältnis d / l_{ch} nähern sich die Berechnungsergebnisse der LEBM und NLBM an. Bild 3.4 (links) zeigt die ermittelten Zusammenhänge. Die Auswertung der numerischen Berechnungen liefert auch den in Bild 3.4 (rechts) dargestellten Zusammenhang, der mit zunehmendem Verhältnis d / l_{ch} eine Annäherung der Parameter G_{Ic} bzw. $G_{Ic}^{0,5} = K_{Ic} / E^{0,5}$ an die Bruchenergie G_F^I zeigt. In [Pet81] wird vorgeschlagen, dass bei einem akzeptierbaren Fehler von 10 % der Bruchlast für die Anwendung der LEBM der Verhältniswert von d / l_{ch} > 10 sein sollte.

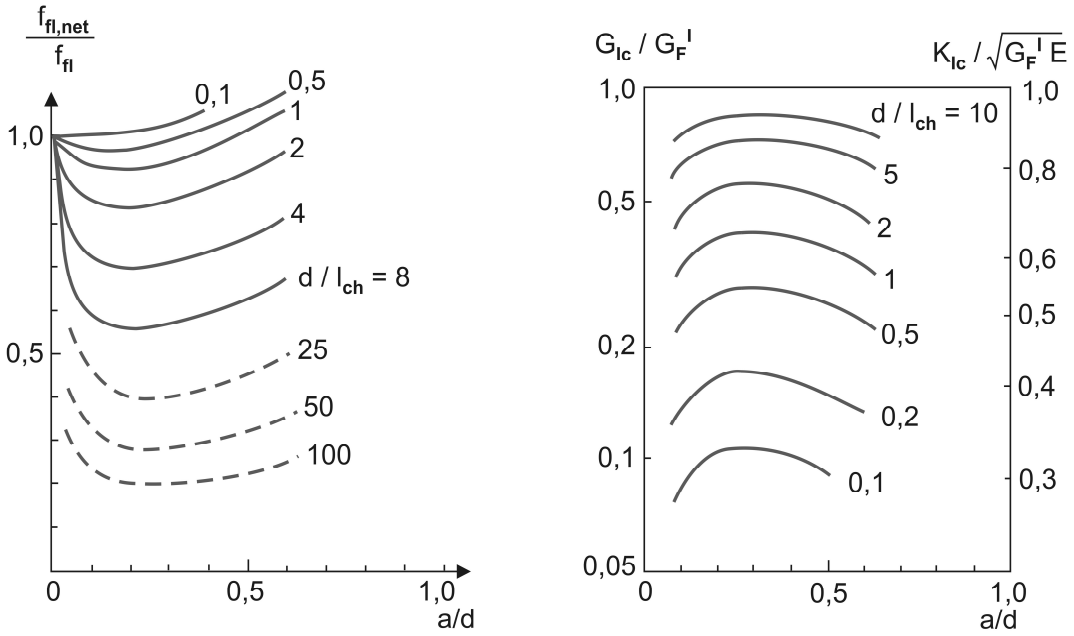


Bild 3.4: Kerbempfindlichkeit (links) und Verhältniswert kritische Energiefreisetzungsrate / Bruchenergie (rechts) in Abhängigkeit der Kerbtiefe [Pet81]

Neben der Zugfestigkeit und der Bruchenergie wird das Entfestigungsverhalten durch den Verlauf der Spannungs-Rissöffnungskurve charakterisiert, der mit unterschiedlichen mathematischen Ansätzen beschrieben werden kann. Bild 3.5 zeigt einige, häufig in der Literatur verwendeten Ansätze, die auch bei den numerischen Analysen in Abschnitt 3.2.4 verwendet wurden. Der exponentielle Ansatz hat die mathematische Form

$$\sigma(w) = f_t \cdot e^{-\frac{f_t}{G_F} w} \qquad \text{(Gl. 3.4)}$$

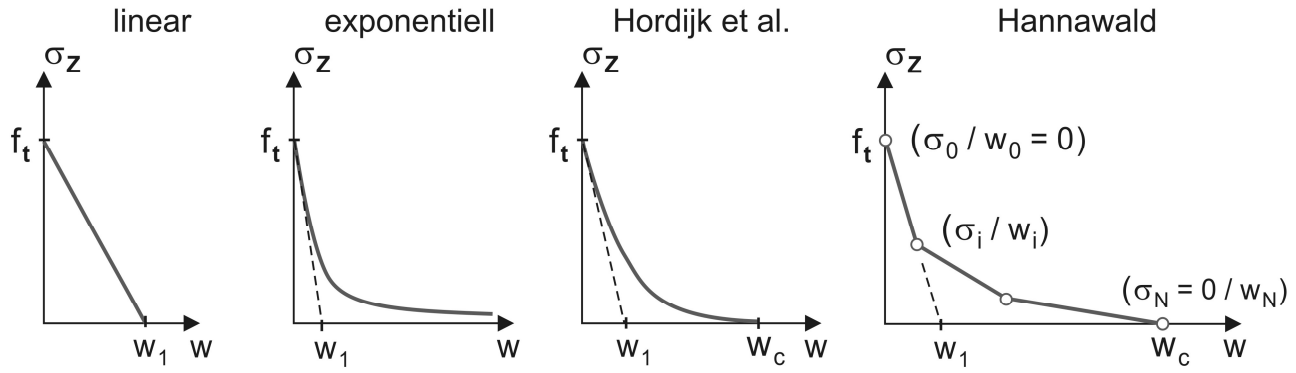


Bild 3.5: Spannungs-Rissöffnungsmodelle

Der funktionale Zusammenhang nach HORDIJK ist in [Rei86], [Hor91] beschrieben. Die multilineare Spannungs-Rissöffnungskurve nach HANNAWALD, siehe [Han06], wird durch die Zugfestigkeit f_t, die Bruchenergie G_F^I und einen Formparameter q definiert. Mit dem Parameter q kann ein breites Spektrum unterschiedlicher Entfestigungskurven abgebildet werden (q→1: spröde / q→∞: linear), wobei gewährleistet ist, dass die Steigung der Segmente mit zunehmender Verformung abnimmt.

Ein wesentlicher Parameter zur Beschreibung des Entfestigungsverhaltens, der maßgebenden Einfluss insbesondere auf die größenabhängigen Festigkeitseigenschaften hat, siehe Abschnitt 3.3.6, ist die Anfangssteigung der Spannungs-Rissöffnungskurve. Diese kann durch den Schnittpunkt der Anfangstangente mit der X-Achse – in Bild 3.5 mit w_1 gekennzeichnet – beschrieben werden.

Zur Beschreibung des Größeneffektes von Bauteilen aus spröden und quasi-spröden Materialien wurden verschiedene bruchmechanische Ansätze entwickelt. Eine Übersicht über den Stand der Arbeiten aus dem Jahr 2004 liefert [Ril04]. Ein Vergleich unterschiedlicher Modelle zur Beschreibung des Größeneffektes auf die Biegezugfestigkeit auch mit experimentellen Untersuchungsergebnissen erfolgt in [Baz98]. Zusammenfassend wird festgehalten, dass das kohäsive Rissmodell einen konsistenten und grundsätzlichen Rahmen für die Analyse der Biegezugfestigkeit liefert. Die zusammengefassten Untersuchungen auf Grundlage des kohäsiven Rissmodells haben gezeigt, dass die Ergebnisse im Wesentlichen durch 2 Parameter der Spannungs-Rissöffnungskurve beeinflusst werden: Zugfestigkeit und Anfangssteigung. Zur Beschreibung der Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit und Probengrößen wird folgender Ansatz angegeben:

$$f_{fl}/f_t = H\left(d/l_1\right) \quad \text{mit} \quad l_1 = \frac{E \cdot w_1}{2 \cdot f_t} = \frac{w_1 \cdot f_t}{2 \cdot G_F^I} \cdot l_{ch} = c_0 \cdot l_{ch} \qquad \text{(Gl. 3.5)}$$

Dabei ist H eine dimensionslose Funktion, die lediglich von der Belastungsart und der Biegeschlankheit abhängt. Der Faktor c_0 beschreibt das Verhältnis der Bruchenergie bei Ansatz eines linearen Entfestigungsverhaltens und der tatsächlichen Bruchenergie bei gleicher Anfangssteigung. Eine geschlossene Lösung für die Funktion H, die eine

zufrieden stellende Beschreibung der numerischen Ergebnisse liefert, wurde in [Pla95] hergeleitet. Der maßgebende Einfluss der Anfangssteigung auf die maximale Belastung wird damit begründet, dass mit dem Erreichen der Maximallast im gesamten Querschnitt die Entfestigung noch durch den ersten Teil der Spannungs-Rissöffnungskurve gekennzeichnet ist. Bei gekerbten Proben gilt dies für Größen üblicher Laborprüfkörper und bei ungekerbten Proben für alle Größen [Mec00]. Dieses wurde in eigenen Untersuchungen für Mauersteinmaterialien, siehe Abschnitt 3.3.5, überprüft. Dabei wurde auch die Anwendbarkeit des mathematischen Ansatzes nach [Pla95] untersucht.

3.1.2 Mechanische und bruchmechanische Eigenschaften von Mauersteinen

Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Mauersteinen

Zur Beschreibung der Festigkeitseigenschaften unter Zugbeanspruchung bis zur Maximallast liegen zahlreiche Untersuchungsergebnisse vor. In der Regel wurden bei den vorliegenden Untersuchungen zentrische Zugversuche an ganzen Mauersteinen oder daraus entnommenen Prüfkörpern durchgeführt. Aber auch die Biege- und Spaltzugfestigkeit wurde in zahlreichen Arbeiten ermittelt. Bei den Auswertungen wurde häufig ein Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit hergeleitet, um einen Bezug zu einer normativ geregelten und mit Anforderungswerten belegten Baustoffkenngröße herzustellen. Zusammenhänge zwischen der Zug- und der Druckfestigkeit, die auf umfangreichen Auswertungen basieren, sind in dem jährlichen Beitrag von SCHUBERT im Mauerwerk-Kalender angegeben. Für die einzelnen Steinsorten wurden in [Sch10] folgende Regressionsgleichungen aufgeführt:

- Kalksandsteine:
  - Vollsteine (2DF), NF: $f_t = 0{,}06\ f_c$
  - Vollsteine mit Griffloch (2DF): $f_t = 0{,}05\ f_c$
  - Lochsteine (2DF): $f_t = 0{,}04\ f_c$
  - Prismen ($\lambda = 3 \ldots 4$): $f_t = 0{,}09\ f_c$
- Mauerziegel: $f_t = 0{,}026\ f_c$
- Leichtbetonsteine:
  - V2, Vbl 2: $f_t = 0{,}105\ f_c$
  - Hbl 2: $f_t = 0{,}086\ f_c$
  - V, Vbl, Hbl ≥ 4: $f_t = 0{,}062\ f_c$
- Porenbetonsteine:
  - Festigkeitsklasse 2: $f_t = 0{,}182\ f_c$
  - Festigkeitsklassen 4, 6, 8: $f_t = 0{,}092\ f_c$

In [Sch10] erfolgten teilweise noch weitere Unterscheidungen bei den einzelnen Steinsorten sowie die Angabe von Verformungskennwerten. Detaillierte Auswertungen zu

den Eigenschaftswerten von Kalksandsteinen und Leichtbetonsteinen unter Zugbeanspruchung sind in [Sch06] und [Sch07] veröffentlicht. Neuere Auswertungen für Porenbeton erfolgten in [Sch08]. Dabei konnte der o. g. deutlich höhere Verhältniswert für die Festigkeitsklasse 2 nicht nachgewiesen werden. Als 5%-Quantilwert für den Verhältniswert von Zug- und Druckfestigkeit wird der Wert 0,082 angegeben. Im aktuellen Entwurf des nationalen Anhangs zum Eurocode 6 wurde der höhere Verhältniswert für Porenbeton berücksichtigt. Dabei ist anzumerken, dass i. Allg. alle Auswertungen zur Bestimmung von Verhältniswerten zwischen Zug- / Biegezug- bzw. Spaltzugfestigkeiten und der Druckfestigkeit sehr große Streuungen aufzeigen. Diese sind insbesondere bei Lochsteinen auf die unterschiedlichen Einflüsse der Lochstruktur auf die Zug- und Druckfestigkeit zurückzuführen. Die Verhältniswerte können daher nur eine Kenngröße für die Bemessung liefern, die mit ausreichender Sicherheit angesetzt wird. So sind auch die in DIN 1053-1 angegebenen Faktoren (s. Abschnitt 2.2.3) zu werten. Diese stellen keinen Verhältniswert der tatsächlichen Zug- zur Druckfestigkeit dar. Es wird vielmehr eine Hilfsgröße angegeben, die eine ausreichend sichere Abschätzung der Mauerwerk(biege)zugfestigkeit in Abhängigkeit der Lochstruktur der Mauersteine ermöglicht.

Bruchmechanische Kenngrößen und Nachbruchverhalten

Über Untersuchungen zur Bestimmung bruchmechanischer Kenngrößen und zur Beschreibung des Nachbruchverhaltnes von Mauersteinmaterialien wird in der vorliegenden Literatur nur vereinzelt berichtet. Die vorliegenden Untersuchungen sind im Folgenden zusammengefasst.

Die Bestimmung bruchmechanischer Parameter von Porenbeton erfolgte in [Slo92] durch Spaltzugversuche nach [Ril92]. Durch numerische Simulation der Spaltzugversuche wurden bi-lineare Spannungs-Rissöffnungskurven invers ermittelt. Spaltzugversuche an Porenbeton wurden ebenfalls bei den Untersuchungen in [Zho92] durchgeführt. RAUE beschreibt in [Rau00] Dreipunktbiegeversuche an gekerbtem Porenbeton unterschiedlicher Probengröße. Zusammenfassend zeigen die Untersuchungen einen Maßstabseinfluss und belegen, dass das Tragverhalten von Porenbeton nicht hinreichend durch die LEBM beschrieben werden kann. Untersuchungen zur Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze analog der in Abschnitt 3.2.2 beschriebenen Versuche wurden im Rahmen eines Forschungsprojektes zum Schubtragverhalten von Mauerwerk [Bra05a] durchgeführt. Die Ergebnisse wurden u. a. in [Bra05b] veröffentlicht. In [Alk02] ist der Zusammenhang zwischen dem kritischen Spannungsintensitätsfaktor und der Trockenrohdichte von Porenbeton für einen Wertebereich von rd. 0,36 bis 1,05 kg/dm³ aus [Aro93] dargestellt.

BOCCA [Boc89] führte Dreipunktbiegeversuche an drei unterschiedlichen, u. a. historischen Vollziegelmaterialien unter Variation der Kerbtiefe durch. Die experimentellen

Untersuchungsergebnisse können zutreffend durch numerische Berechnungen beschrieben werden. Die untersuchten Materialien zeigen ein sehr sprödes Verhalten, eine Beschreibung des Tragverhaltens mit Hilfe der LEBM ist jedoch nicht für alle Materialien zutreffend möglich. Über vergleichbare Versuche wird in [Gui00] berichtet. Das Nachbruchverhalten des Ziegelmaterials wird durch eine lineare Zugspannungs-Rissöffnungskurve beschrieben.

Zur Bestimmung der Bruchenergie führt VAN DER PLUIM [Plu99] zentrische Zugversuche an gekerbten Proben aus jeweils 3 unterschiedlichen Mauerziegeln und Kalksandsteinen bei unterschiedlichen Entnahmerichtungen durch. Die Zugfestigkeit und der E-Modul werden an ungekerbten Proben ermittelt. Analog hierzu berichtet LOURENCO in [Lou05] über verformungsgeregelte zentrische Zugversuche an gekerbten Ziegelproben. Es werden drei Ziegelarten jeweils in Strangpressrichtung und senkrecht dazu geprüft. Die sehr große Streuung der ermittelten Zugspannungs-Verformungskurven wird u. a. auf die in den Ziegeln vorhandenen Brennrisse zurückgeführt. Anzumerken ist, dass es sich bei der angegebenen Zugfestigkeit in [Lou05] um die Werte der gekerbten Proben handelt.

Eine Zusammenfassung der in der Literatur vorgefundenen Untersuchungsergebnisse liefert die Tabelle 3.1. Dabei ist anzumerken, dass die Versuchsergebnisse teilweise nicht direkt miteinander vergleichbar sind. So sind beispielsweise die Prüfrichtungen bei der Bestimmung des E-Moduls nicht eindeutig benannt, und die Bestimmung der Druckfestigkeit erfolgte entsprechend der jeweiligen nationalen Regeln. Aufgrund der teilweise nicht eindeutig beschriebenen Versuchsrandbedingungen handelt es sich bei den angegebenen Werten nur um Anhaltswerte, die lediglich eine Einschätzung der Größenordnung der entsprechenden Eigenschaften ermöglichen.

Untersuchungen an Mauersteinen aus haufwerksporigen Leichtbetonen sind in der Literatur nicht zu finden. Im Gegensatz dazu liegen umfangreiche Untersuchungsergebnisse für Normal- und auch Konstruktionsleichtbeton sowie auch für Feinbetone und hochfeste Betone vor. Die ebenfalls in Tabelle 3.1 angegebenen Werte sollen exemplarisch als Anhaltswerte dienen und sind nicht generell auf vergleichbare Betonarten übertragbar.

Tabelle 3.1: Literaturübersicht über bruchmechanische Kennwerte von Mauersteinen

Material	Quelle	ρ_d	f_c	f_t bzw. f_{sts}	E	K_{Ic}	G_{Ic}	G_F^I	l_{ch}
-	-	kg/dm³	N/mm²			N/mm$^{3/2}$	N/m		mm
PP	[Zho92]	0,58	2,45	0,34	1791	-	-	4,90	75,9
	[Slo92]	0,48	-	0,42	1800	-	-	4,96	50,6
		0,68		0,66	2200			8,56	43,2
		0,74		0,74	2500			9,12	41,6
	[Rau00]	0,56	4,4	0,57	2360	3,9	6,2	13,0	94,4
						3,8	5,9	13,7	99,5
						4,3	7,7	16,2	117,7
	[Bra05b]	0,61	3,7	0,52	1866	2,5	3,4	7,84	53,7
VMz	[Boc89]	1,72	-	2,2	1900	-	-	52,2	20,5
		1,75		1,5	1880			37,2	31,1
		1,81		10,0	4900			52,1	2,6
	[Plu99]	1,61	33	2,47	6050	-	-	61	60,5
				1,50				73	196,3
		1,90	66	2,36	16605			117	348,8
				3,51				128	172,5
		2,05	72	2,06	17400			101	414,1
	[Gui00]	-	76,6	4,66	-	-	-	61,1	-
	[Lou05]	-	58	2,75	-	-	-	57,3	-
				3,82				57,2	
			82	2,86				55,7	
				4,32				85,3	
			78	3,48				57,5	
				2,96				50,8	
KS	[Plu99]	1,88	40	2,34	13400	-	-	67	164,0
		-	14,7	1,17	-			47	-
		-	29	1,84				71	
				1,66				58	
NB	[Mec00]	-	44… 53	3,1… 4,3	33060… 38150	-	-	110,5… 167,2	228… 575
HPC		-	96	6,1	47700	-	-	162,3	208
Gef. LB	[Wil05]	1,00… 2,00	20,2… 111,8	2,49… 7,35	8700… 29950	-	-	11,5… 53,3	15,9… 66,8
FB	[Bro05]	-	39,3… 135,3	3,1… 5,0	25100… 32400	-	-	16,0… 42,4	18… 86

PP Porenbeton
VMz Vormauerziegel
KS Kalksandstein
NB Normalbeton
HPC Hochfester Beton
Gef. LB Gefügedichter Leichtbeton
FB Feinbeton

3.2 Verwendete Mauersteine und durchgeführte Untersuchungen

3.2.1 Verwendete Mauersteine und Übersicht über das Versuchsprogramm

Eine Übersicht über die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Mauersteine liefert Anhang A. Im Folgenden werden die dort definierten Steinbezeichnungen verwendet. Die Untersuchungen an den Mauersteinen, aber auch die zum Verbundverhalten (siehe Abschnitt 4 und 5) sowie die Mauerwerkversuche (siehe Abschnitt 6), wurden im Rahmen unterschiedlicher (Forschungs-)Projekte durchgeführt. Anhang A enthält daher auch Verweise auf die entsprechenden Arbeiten, in denen die Mauersteine verwendet wurden. An den Mauersteinen wurden zunächst i. d. R. die wesentlichen Eigenschaften – Maße, Druckfestigkeit, Trockenrohdichte und Feuchtegehalt im Anlieferungszustand – entsprechend den jeweiligen Normen bestimmt.

Grundsätzlich werden die Festigkeitseigenschaften der Mauersteine sowohl bei Vollsteinen und bei Lochsteinen als auch die des Mauerwerks maßgeblich durch die mechanischen und bruchmechanischen Eigenschaften der Mauersteinmaterialien beeinflusst. Zur Charakterisierung der Eigenschaften der unterschiedlichen Mauersteinmaterialien - Porenbeton, Kalksandstein, Leichtbeton und Ziegel - wurden experimentelle Untersuchungen an Zylindern und Prismen durchgeführt, die aus den Mauersteinen – i. Allg. aus Vollsteinen – entnommen wurden. In einaxialen Zug- bzw. Druckversuchen an zylindrischen Prüfkörpern wurden die Zugspannungs-Dehnungslinien bis zur Maximallast bestimmt. Die bruchmechanischen Kennwerte wurden in Dreipunkt-Biegeversuchen ermittelt. Die Untersuchungen an den einzelnen Mauersteinen wurden teilweise im Rahmen von Projekten mit verschiedenen Zielsetzungen durchgeführt. Hierdurch unterscheiden sich die Untersuchungen in Umfang, Prüfkörpervorbereitung und Versuchsdurchführung. Die Untersuchungsergebnisse sind dennoch miteinander vergleichbar. Eine Übersicht über die durchgeführten Untersuchungen an den Mauersteinmaterialien liefert Tabelle 3.2. Die Durchführung der Untersuchungen ist in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben.

Die experimentellen Untersuchungen wurden nach Ansätzen der linear-elastischen und nichtlinear-elastischen Bruchmechanik ausgewertet. Zur Bestimmung von Zugspannungs-Rissöffnungskurven wurden numerische Berechnungen der 3-Punkt-Biegeversuche unter Ansatz nichtlinearer bruchmechanischer Parameter auf Grundlage des fiktiven Rissmodells durchgeführt.

Anschließend wurde in Parameterstudien der Einfluss der Kerbtiefe, der Form der Zugspannungs-Rissöffnungskurve sowie der Prüfkörpergröße auf die Biegezugfestigkeit

mit der Methode der Finiten Elemente untersucht und mit den experimentellen Untersuchungsergebnissen verglichen.

Tabelle 3.2: Versuchsprogramm Mauersteinmaterialien
Druck- und Zugversuche an Zylindern (D = 50 mm, h / D = 2)
Biegezugversuche an Prismen (d = 40 mm, Stützweite l_s = 200 mm)

Mauer-stein	Feuchte-gehalt		Druckprüfung		Zugprüfung		Biegeprüfung			
			Rich-tung	n	Rich-tung	n	Rich-tung	n a / d = 0	0,25	0,5
-	-	M.-%	-	-	-	-	-	-		
KSa	tr	0	H	3	L	6	L	3	3	-
KSb	tr	0	H	3	L	6	L	3	2	-
KSd	lf	rd. 4	L	18	L	18+5 [2)]	L	6 / 6 [1)]	5	5
			B	6	B	6	B	-		
			H	12+6 [2)]	H	12	H	-	6	-
KSe	lf	rd. 4	H	12 [3)]	L	6 [3)]	L	6 / 6 [1)]	6	6
					H	6 [3)]	H	5 / 5 [1)]	5	6
KSf	lf	rd. 4	-		H		H	6	6	-
PPb	lf	40	H	4	L	6	L	5	5	-
PPc		50	H	7	L	7	L	7	3	-
LBa	tr	0	H	6	L	6	L	5	5	-
LBd		0	H	6	L	8	L	7	8	-
VMzb	tr	0	L	13	L	7	L	6	6	-
VMzc		0	-		L	18	L	6 / 6 [1)]	6	-

Konditionierung: lf – lufttrocken (lieferfeucht) / tr – bei 60°C bis zur Massekonstanz getrocknet
1) aus Steinrand
2) Durchmesser 80 mm
3) Durchmesser 100 mm

Für ausgewählte Mauersteinarten wurden die Zugfestigkeit und die Biegezugfestigkeit an ganzen Steinen bzw. an balkenförmigen Prüfkörpern aus aneinander geklebten Steinen bestimmt. Die Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit erfolgte insbesondere vor dem Hintergrund, dass die Mauersteinzugfestigkeit bislang die maßgebende Kenngröße ist, die normativ bei der Bemessung in Ansatz gebracht wird. Die Biegezugfestigkeit der Mauersteine entspricht unter der Annahme eines homogenen Materials der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit und ist die maßgebende Baustoffkenngröße im Fall Steinversagen. Darüber hinaus liefert der Vergleich von Prismen- und Mauersteinbiegezugfestigkeit mögliche Erkenntnisse zum Dickeneinfluss.

Eine Übersicht über die durchgeführten Zug- und Biegezugversuche an den Mauersteinen liefert Tabelle 3.3. Die Biegezugversuche wurden zum einen kraftgeregelt, ohne Eigengewichtskompensation (Prüfverfahren A), und zum anderen verformungsgeregelt, mit Eigengewichtskompensation (Prüfverfahren B), durchgeführt. Die durchgeführten Untersuchungen sind in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben.

Tabelle 3.3: Versuchsprogramm Mauersteine
Zugversuche an Steinen, Biegezugversuche an Balken

Mauer-stein	Zugversuche		Biegezugversuche			
	Richtung	n	Richtung	Prüf-verfahren	a / d = 0	a / d = 0,25
KSa	L	3	L	A	3	-
KSb	L	3	L	A	5	-
KSd	L / H	6 / 6	L	B	3	-
KSe	L	6	L	B	5 / 6 [1)]	-
KSf	L	6	L	B	6 [2)] / 6 [3)]	-
PPb	-		L	A	5	-
PPc	-		L	B	3	-
LBa	-		L	A	5	-
LBd	-		L	A	5	-
HLza	-		L	A	5	-
HLzb	L	5	L	A / B	5 / 3	- / 3
VMzc	-		L	B	5	5
KHLzd	L	5	L	B	5	5

1) Klebefuge in Prüfkörpermitte
2) 1-Loch in Prüfkörpermitte
3) 2 Löcher in Prüfkörpermitte

3.2.2 Experimentelle Untersuchungen am Mauersteinmaterial

Druck- und Zugversuche an Zylindern

Die zylindrischen Prüfkörper für die Zug- und Druckversuche mit Durchmessern zwischen 40 mm und 100 mm und einer Schlankheit h/D = 2 wurden durch nasse bzw. beim Porenbeton durch trockene Kernbohrungen aus den Mauersteinen entnommen. Im Allgemeinen wurden die Prüfkörper für die Druckversuche entsprechend der Beanspruchungsrichtung im Bauwerk in Richtung Steinhöhe und für die Zugversuche in Richtung Steinlänge aus dem mittleren Bereich der Mauersteine herausgebohrt. Bei den Kalksandsteinen KSd wurde systematisch der Einfluss der Entnahmerichtung auf die Festigkeitseigenschaften untersucht. Aus den kleinformatigen Mauerziegeln konnten nur Prüfkörper in Richtung Steinlänge entnommen werden. Nach der Entnahme wurden die Druckflächen der Prüfkörper geschliffen.

Die Prüfung erfolgte an lieferfeuchten bzw. an bei 60°C im Trockenschrank bis zur Massekonstanz getrockneten Proben (Kennzeichnung lf bzw. tr in Tabelle 3.2). Dabei wurde bei den nass entnommenen und geschliffenen Kalksandstein-Prüfkörpern der lieferfeuchte Zustand durch Lagerung im Trockenschrank bei 60°C und anschließend bei 20°C in Folie eingestellt.

Für die Zugversuche wurden mit einem Zweikomponeten-Kleber auf die Stirnflächen der Zylinder Stahlstempel mit dem gleichen Durchmesser wie die Zylinder aufgeklebt. Die Stahlstempel wurden gelenkig an die Prüfmaschine angeschlossen.

Die Zug- und Druckversuche wurden mit einer Universalprüfmaschine (Fa. INSTRON mit 10 kN, 100 kN oder 300 kN Kraftmessdosen entsprechend der Maximallast) durchgeführt, siehe Bild 3.6. Die Belastung erfolgte mit konstantem Traversenweg bzw. teilweise mit konstanter Laststeigerung. Die Maximallasten wurden i. d. R. nach rd. 1 min. erreicht.

Die Längsverformungen der Proben wurden mit drei über den Umfang in gleichen Abständen angeklemmten Ohmschen Dehnungsaufnehmern Typ DD1 der Fa. HBM mit Messlängen von 50 mm bzw. bei den Druckversuchen an Zylindern mit D = 50 mm mit Messlängen von 25 mm gemessen. An den Zylindern mit D = 50 mm aus den Kalksandsteinen KSd wurden keine Verformungsmessungen durchgeführt. Bei den Versuchsserien KSd, KSe und PPc wurden zusätzlich die Querverformungen mit einer in Prüfkörpermitte um den Prüfkörper angebrachten Messkette der Firma MTS (Circumferential Extensometer) bestimmt.

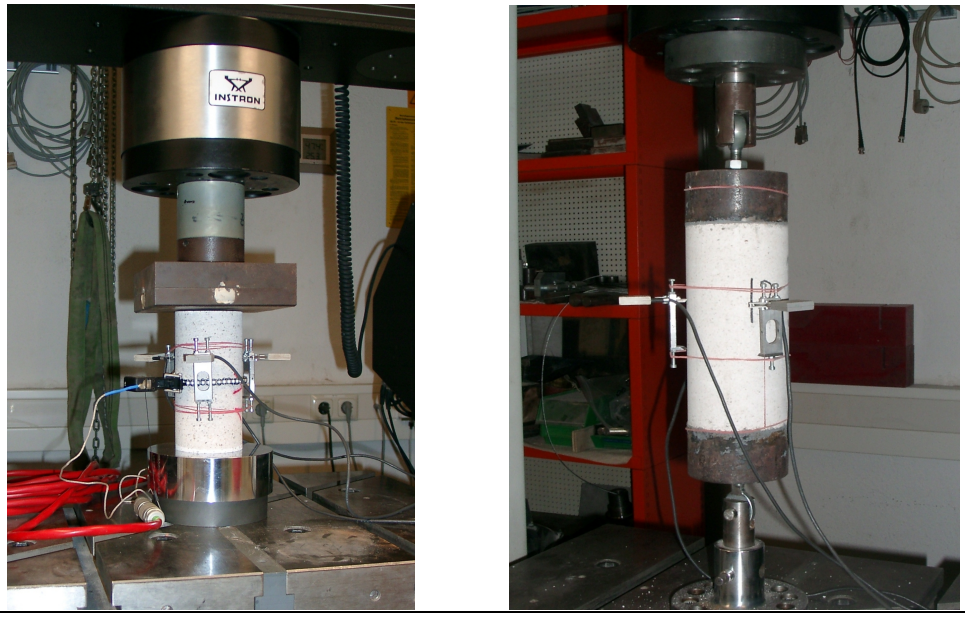


Bild 3.6: Druck- und Zugversuche an Zylindern; Versuchsaufbauten

<u>Dreipunkt-Biegeversuche an gekerbten und ungekerbten Prismen</u>

Zur Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte und des Nachbruchverhaltens der Mauersteinmaterialien unter Zugbeanspruchung wurden verformungsgeregelte Dreipunkt-Biegeversuche (Stützweite l_S = 200 mm) an ungekerbten und gekerbten Prismen (220 x 40 x 40 mm³) durchgeführt. In Bild 3.7 ist der Versuchsaufbau des Dreipunkt-biegeversuches dargestellt.

Die Entnahme der Prüfkörper aus den Mauersteinen erfolgte durch Sägeschnitte (KS, LB und VMz: nass, PP: trocken). Die Prüfkörper wurden i. d. R. aus der Mitte der Mauersteine in Richtung Steinlänge entnommen. Bei den Leichtbetonsteinen LBd erfolgte die Entnahme aus einem Außensteg, bei den Kalksand-Lochsteinen KSf war eine Entnahme von Vollprismen nur in Richtung Steinhöhe möglich. Das Einkerben der Proben mit einer Kerbtiefe von a/d = 0,25 erfolgte durch trockene Sägeschnitte mit einer Diamantsäge. Bei den Kalksandsteinen KSd und KSe wurden Einflüsse infolge der Entnahmerichtung (Steinlänge und Steinhöhe) und der Lage der Prismen im Mauerstein (Steinrand und Steinmitte) sowie der Kerbtiefe (10 mm und 20 mm gekerbte Prismen) auf die Materialeigenschaften untersucht. Die Konditionierung der Prüfkörper bis zur Prüfung erfolgte analog zu den Zug- und Druckversuchen an den Zylindern.

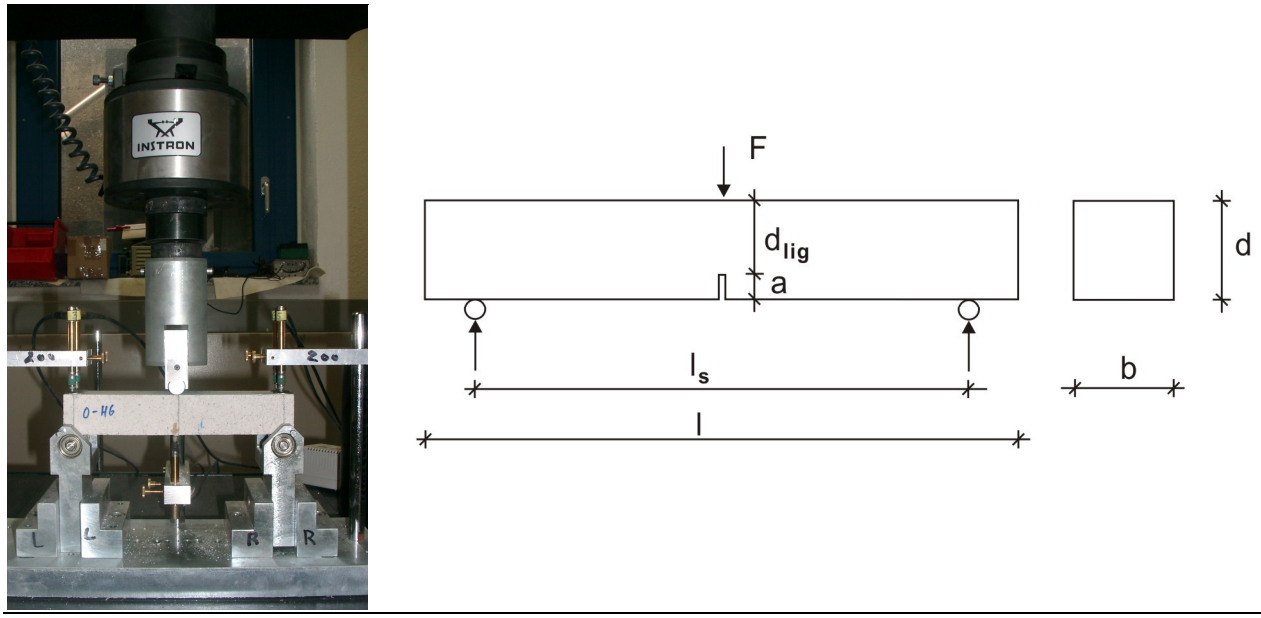


Bild 3.7: Biegezugversuche an Prismen; Versuchsaufbau

Die Biegezugversuche wurden mit einer Universalprüfmaschine (Fa. INSTRON mit 5 kN Kraftmessdose) durchgeführt. Für die Prüfung wurden die Prismen auf zwei Rollenlagern (ein Festlager und ein Gleit-Kipplager, Stützweite l_S = 200 mm) aufgelagert. Die Lasteinleitung an der Probekörper-Oberseite erfolgte ebenfalls über eine in Prüfkörperbreite gelenkig gelagerte Rolle. Bei unebenen Oberflächen wurden die Lasteinleitungsflächen mit einer dünnen Gipsschicht abgeglichen. Die Durchbiegung in Prüfkörpermitte sowie die vertikalen Verformungen über beiden Auflagern wurden auf beiden Seiten der Prüfkörper mit induktiven Wegaufnehmern W1 gemessen.

Die Belastung wurde verformungsgeregelt aufgebracht und zwar bis zu einer Last von F = 25 N mit einer konstanten Traversengeschwindigkeit von 0,1 mm/min und anschließend über einen in der Prüfkörpermitte angeordneten induktiven Wegaufnehmer. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0,01 mm/min für Durchbiegungen bis zu 0,4 mm und 0,05 mm/min bei Durchbiegungen über 0,4 bis 1,0 mm. Nach der Prüfung wurden an allen

Prismen die Höhe und Breite der Ligamentfläche bestimmt. An den ungekerbten Prismen wurde ferner an der Zugseite der Abstand der Bruchstelle bis zum Auflager gemessen.

Für die Auswertung der Untersuchungsergebnisse und Darstellung der Last-Durchbiegungskurven wurde zunächst die mittlere Durchbiegung der Prismen als Mittelwert der beiden induktiven Wegaufnehmer in Prüfkörpermitte unter Berücksichtigung der mit den vier induktiven Wegaufnehmern bestimmten Auflagerverformungen berechnet.

Anschließend wurden Korrekturen zur Berücksichtigung der Federkräfte der induktiven Wegaufnehmer sowie des Eigengewichtes durchgeführt. Die Federkräfte der induktiven Wegaufnehmer unterhalb der Prismen wirken entgegen der Belastungsrichtung und wurden von der aufgezeichneten Kraft subtrahiert. Die Kräfte wurden in Abhängigkeit von den Messwegen der induktiven Wegaufnehmer experimentell bestimmt. Bei 1 mm Durchbiegung beträgt die Kraftkorrektur rd. 1,1 N. Da die Belastung in Richtung des Eigengewichtes aufgebracht wurde, ist der Versuchskörper durch sein Eigengewicht vorbelastet. Die gemessene Kurve muss demnach auf der Abszisse verschoben werden, und zwar um den Betrag, der einer „äquivalenten“ Einzellast entspricht, die in Feldmitte das gleiche Moment wie das Eigengewicht erzeugt, siehe z. B. [Pet81]. In Abhängigkeit der jeweiligen Prüfkörpermasse wurde daher zur aufgezeichneten Kraft eine äquivalente Einzellast addiert.

3.2.3 Inverse Bestimmung von Stoffgesetzen durch numerische Simulation

Die experimentelle Bestimmung der vollständigen Spannungs-Dehnungslinie analog Bild 3.1 ist nur in einem verformungsgesteuerten, einaxialen Zugversuch möglich. Die Durchführung der Versuche ist technisch jedoch sehr aufwändig und bei längeren Proben aufgrund des „snap-back“-Effektes sogar unmöglich. Dieser tritt dann ein, wenn die elastischen Formänderungen außerhalb der Bruchprozesszone zu einem diskontinuierlichen Verlauf der Versuchsregelgröße führen. Eine Alternative stellt die inverse numerische Analyse dar. Die Zugfestigkeit sowie die Spannungs-Dehnungslinie bis zur Maximallast können in zentrischen Zugversuchen ermittelt werden. In Dreipunktbiegeversuchen an gekerbten Prüfkörpern werden die Bruchenergie und die Last-Durchbiegungskurven ermittelt. Die Form der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung wird durch numerische Analyse der experimentell bestimmten Lastdurchbiegungskurve ermittelt.

Zur Bestimmung der Spannungs-Rissöffnungsdiagramme wurden die durchgeführten Dreipunkt-Biegeversuche an den gekerbten Prismen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode simuliert. Die Berechnungen erfolgten mit dem Finite-Elemente-Programm DIANA [DIA08]. Die Biegezugprismen wurden mit 2-dimensionalen Kontinuumselementen mit 8 Knoten und quadratischem Verschiebungsansatz sowie linear-elastischem

Materialgesetz diskretisiert. Zugversagen ist somit nur in den Interface-Elementen, die die beiden Prismenhälften oberhalb der Kerbe bzw. in Prismenmitte verbinden, möglich. Den Interface-Elementen wurde ein multilineares Spannungs-Rissöffnungsdiagramm zugewiesen, das entsprechend [Han06] über die Parameter Bruchenergie G_F^I, Zugfestigkeit f_t und den Formparameter q charakterisiert wird.

Die Prismen wurden in dem FE-Modell mit den Sollmaßen 220 x 40 x 40 mm³ (Kerbtiefen 0, 10 mm und 20 mm) und einer theoretischen Dicke des Interface-Elements (entspricht der Breite der Kerbe) von 0 mm modelliert. Eine individuelle Anpassung des FE-Netzes an die hiervon abweichenden realen Prüfkörperabmessungen erfolgte nur bei einzelnen Versuchsserien und Maßabweichungen von größer rd. 1 mm. Bild 3.8 zeigt das FE-Netz eines 10 mm gekerbten Prismas.

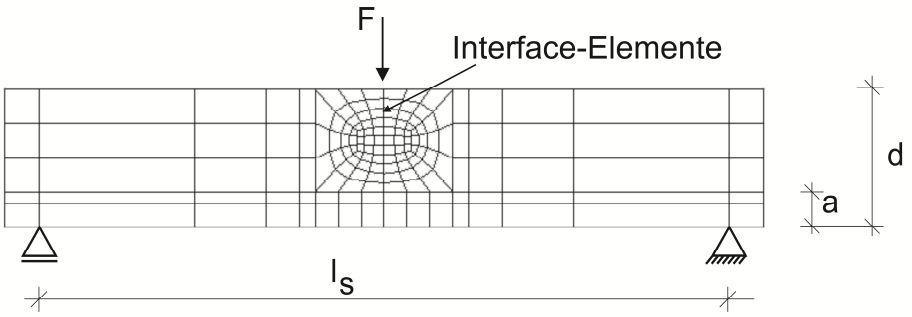


Bild 3.8: FE-Netz zur inversen Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze

Bei der Simulation wurde eine maximale Durchbiegung von 1,0 mm in verschiedenen Verformungsinkrementen aufgebracht. Die Wahl dieser Verformungsinkremente erfolgte so, dass die Simulation stabil war und in markanten Bereichen der berechneten Last-Durchbiegungslinie ausreichend viele Punkte gewählt wurden. Die Verformung und die Reaktionskraft in den Simulationen wurden tabelliert, so dass die Last-Durchbiegungslinien (analog zum Versuch) ermittelt werden konnten. Mit einem Optimierungsverfahren, das auf der Verwendung eines genetischen Algorithmus basiert, können in der numerischen Simulation der Formparameter q, die Zugfestigkeit und die Bruchenergie sowie auch der E-Modul bis zum Erreichen der Maximallast (linear-elastisches Verhalten bei Belastung) variiert werden, bis sich eine bestmögliche Übereinstimmung der Last-Durchbiegungslinien in Simulation und Versuch ergibt. Die Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und Simulation wird dabei über die Summe der Fehlerquadrate für die Mittelwertkurven beurteilt. Das verwendete Optimierungsverfahren ist umfassend in [Han06] beschrieben. In Bild 3.9 (links) sind beispielhaft die experimentell ermittelten Last-Durchbiegungskurven im Vergleich zu der numerisch angepassten Last-Durchbiegungskurve für die Versuchsserie KSe sowie das invers ermittelte Spannungs-Rissöffnungsdiagramm (links oben) dargestellt.

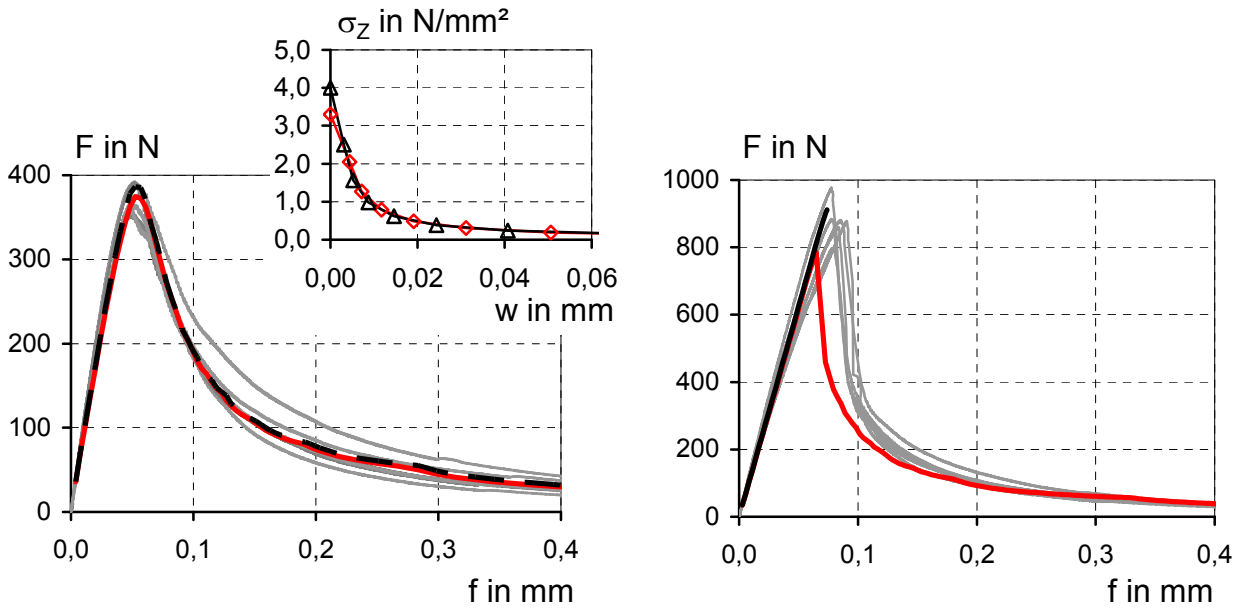


Bild 3.9: experimentell und numerisch ermittelte Last-Durchbiegungskurven
links: gekerbte Prismen / rechts: ungekerbte Prismen
links oben: invers ermitteltes Spannungs-Rissöffnungsdiagramm
Versuchsserie KSe

Während der E-Modul und die Zugfestigkeit auch direkt aus den zentrischen Zugversuchen und die Bruchenergie aus den Biegezugversuchen ermittelt werden können, stellt die Form der Spannungs-Rissöffnungskurve die einzige unbekannte Größe zur Beschreibung des Stoffgesetzes dar. Die Festlegung der Parameter f_t, G_F^I und E anhand der Versuchsergebnisse und ausschließliche Variation des Formparameters q (rote Kurven in Bild 3.9) ermöglicht zwar eine zutreffende Beschreibung der Biegeversuche an den gekerbten Proben, die anschließend nachgerechneten Versuche an den ungekerbten Proben unterschätzen jedoch die Versuchsergebnisse in der Regel, siehe Bild 3.9 (rechts). Bei der numerischen Simulation wurde daher die Zugfestigkeit in bestimmten Grenzwerten, die iterativ angepasst wurden, variiert, nachdem überprüft wurde, ob mit den invers ermittelten Parametern an den gekerbten Proben eine zutreffende Beschreibung der ungekerbten Proben möglich ist (schwarze Kurven in Bild 3.9).

Es wird deutlich, dass beide Stoffgesetze annähernd die gleichen Last-Durchbiegungskurven der gekerbten Prismen liefern, die unterschiedlichen Zugfestigkeiten sich jedoch deutlich in den Biegezugfestigkeitswerten der ungekerbten Prismen widerspiegeln. Für das Stoffgesetz mit der höheren Zugfestigkeit konnten die Berechnungen nicht über die Maximallast hinaus durchgeführt werden. Dies ist auf einen „snap-back“-Effekt zurückzuführen, der mit dem verwendeten FE-Programm nicht abgebildet werden konnte. Dass der Abbruch der Berechnungen auf diesen Effekt zurückzuführen ist, konnte mit dem FE-Programm OOFEM, welches eine Regelung über die Rissöffnung ermöglicht, für den hier vorliegenden Fall nachgewiesen werden. Auch in den Versuchen zeigte sich ein sehr

steiler, bereichsweise instabiler Last-Abfall. Ein stabiler Rissfortschritt ist über eine Regelung der Mittendurchbiegung bei Materialien mit geringem Energieverbrauch bei Risswachstum nicht möglich.

3.2.4 Analytische Untersuchungen zur Kerbempfindlichkeit, zum Größeneffekt und zum Einfluss des Stoffgesetzes auf die Biegezugfestigkeit

In numerischen Berechnungen an Prismen mit den Abmessungen 220 x 40 x 40 mm³ wurde der Einfluss der Kerbtiefe auf die Kerbempfindlichkeit untersucht. Dabei wurde die Kerbtiefe im Wertebereich a / d = 0…0,875 variiert. Die Berechnungen wurden mit den invers ermittelten Stoffgesetzen der Versuchsserien KSd, KSe, PPb, PPc, LBa, LBd, VMzb und VMzc durchgeführt.

Mit den gleichen Stoffgesetzen wurden Dreipunktbiegeversuche an ungekerbten Prüfkörpern numerisch simuliert, um den Einfluss der Prüfkörperhöhe bei gleicher Prüfkörperschlankheit (hier d / l = 5) auf die Biegezugfestigkeit zu ermitteln. Die Prüfkörperhöhe wurde dabei zwischen den theoretischen Werten 0,4 mm und 10 m variiert.

Darüber hinaus wurde der Einfluss der Form der Spannungs-Rissöffnungskurve auf die Biegezugfestigkeit untersucht, um die Aussage in [Baz98] zu überprüfen, dass i. W. die Zugfestigkeit und die Anfangssteigung die maßgebenden Parameter für die Biegezugfestigkeit sind. Die Berechnungen wurden zunächst für ungekerbte Prismen (Maße 220 x 40 x 40 mm³) durchgeführt. Dabei wurde das multilineare Stoffgesetz der Versuchsserie KSe („multi-linear“), eine lineare Spannungsrissöffnungskurve („linear“) und der Ansatz nach HORDIJK („Hordijk“) angesetzt, wobei die Parameter jeweils so angepasst wurden, dass die Spannungs-Rissöffnungskurven die gleiche Anfangssteigung aufweisen, siehe Bild 3.10. Die Bruchenergie ist für die verschiedenen Ansätze somit unterschiedlich und entspricht nicht dem experimentell bestimmten Wert. Zusätzlich wurden die Berechnungen für sprödes Materialverhalten („spröde“) durchgeführt. Analoge Berechnungen wurden auch für 10 mm gekerbte Prismen durchgeführt.

In den numerischen Berechnungen wurde das in Abschnitt 3.2.3 beschriebene Finite-Elemente Modell verwendet.

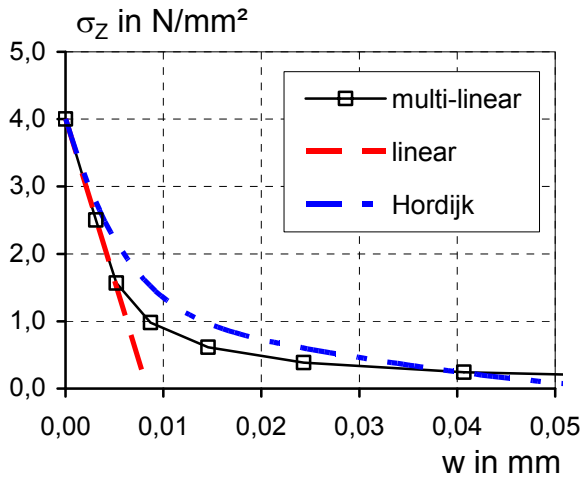


Bild 3.10: Unterschiedliche Spannungs-Rissöffnungskurven für die Versuchsserie KSe bei gleicher Anfangssteigung

3.2.5 Experimentelle Untersuchungen an ganzen Mauersteinen

Zugversuche

Zur Durchführung der Zugversuche wurden mit einem Zweikomponenten-Kleber auf die Stirnseiten der Mauersteine Stahlplatten geklebt und die Stahlplatten in der Prüfmaschine gelenkig angeschlossen. In Bild 3.11 (links) ist ein in die Prüfmaschine eingebauter Prüfkörper (HLzb) exemplarisch dargestellt. Die Prüfung erfolgte kraftgeregelt. Dabei wurde die Belastungsgeschwindigkeit so gewählt, dass der Bruch nach rd. 1 bis 3 Minuten eintrat. Während der Belastung wurden die Verformungen auf den Außenflächen der Mauersteine mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Wegaufnehmer waren im mittleren Drittel der Prüfkörper angeordnet.

Biegezugversuche an ungekerbten Mauersteinen

Die Biegezugfestigkeit der Mauersteine wurde entweder an ganzen Mauersteinen oder an balkenförmigen Prüfkörpern aus an den Stirnseiten aneinander geklebten ganzen Mauersteinen ermittelt. Die Probekörper wurden auf zwei Rollenlagern (ein Festlager und ein Gleit-Kipplager) aufgelagert. Die Lasteinleitung an der Probekörperoberseite erfolgte ebenfalls über eine in Prüfkörperbreite gelenkig gelagerte Rolle. Falls erforderlich wurden die Lasteinleitungsflächen mit einer dünnen Gipsschicht abgeglichen.

Es wurden zwei unterschiedliche Prüfverfahren angewandt. Bei Prüfverfahren A betrug die Biegeschlankheit (Stützweite / Prüfkörperhöhe) zwischen 3,3 und 4. Die Versuche wurden kraftgeregelt durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde so gewählt, dass die Maximallast nach i. d. R. maximal 5 Minuten erreicht wurde. Die Zielsetzung bei diesen

Versuchen bestand ausschließlich in der Bestimmung der Biegezugfestigkeit der Mauersteine.

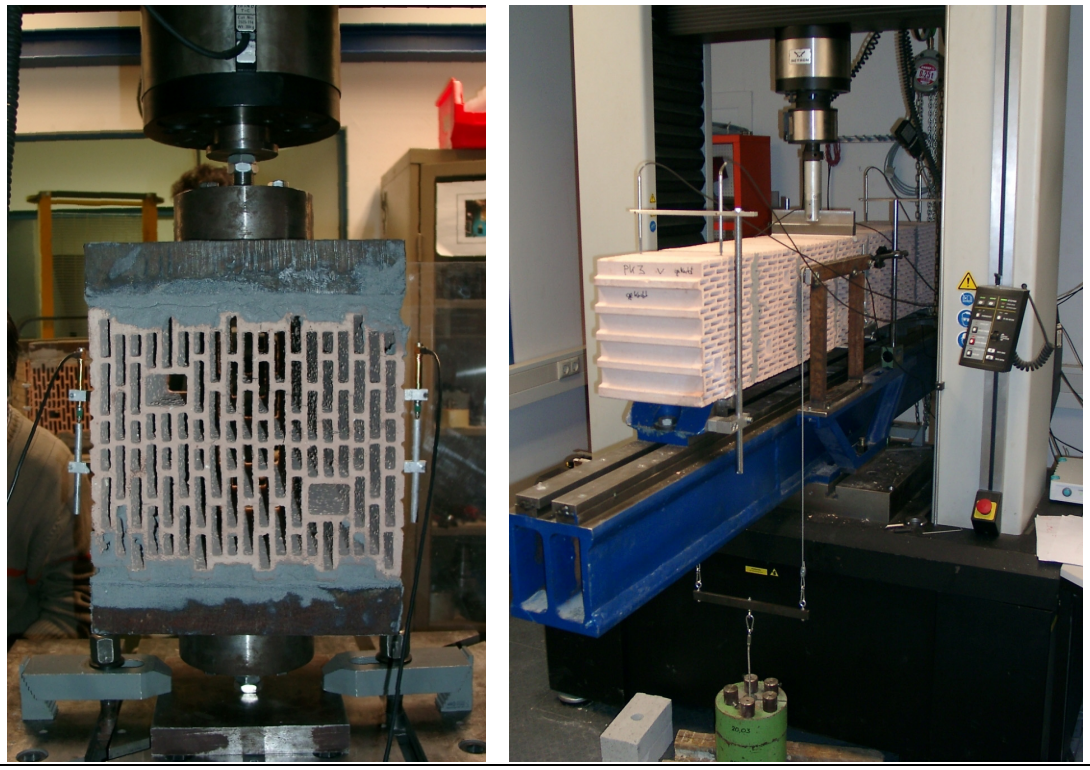


Bild 3.11: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Mauerstein-Zugfestigkeit und Prüfaufbau der Mauerstein-Biegezugversuche (Prüfverfahren B)

Bei Prüfverfahren B wurde eine Biegeschlankheit der Prüfkörper analog zu den Prismen, siehe Abschnitt 3.2.2, von 5 gewählt. Die Versuche wurden verformungsgeregelt durchgeführt, mit der Zielsetzung auch das Verformungsverhalten sowie ggf. das Nachbruchverhalten zu bestimmen und im Vergleich zu den Prismen einen Einfluss der Prüfkörperschlankheit zu ermitteln. Beim Prüfverfahren B wurden, um möglichst vom Eigengewicht der Prüfkörper unbeeinflusste Last-Durchbiegungskurven bestimmen zu können, über Seile und Umlenkrollen Gegengewichte in der Nähe des Schwerpunktes des Prüfkörpers angebracht, wodurch das Eigengewicht kompensiert wurde. Der Versuchsaufbau ist in Bild 3.11 (rechts) dargestellt.

Bei der Belastung wurde die in Prüfkörpermitte gemessene Durchbiegung stetig gesteigert, wobei mit der Versuchsdauer die Belastungsgeschwindigkeit in mehreren Stufen erhöht wurde. In den einzelnen Belastungsstufen war die Belastungsgeschwindigkeit konstant. Die Maximallasten wurden nach rd. 5 min bis 30 min. erreicht. Die Durchbiegung in Prüfkörpermitte wurde auf beiden Seiten der Prüfkörper an der Stelle des maximalen Biegemomentes mit induktiven Wegaufnehmern W10 gemessen. Die vertikalen Verformungen über beiden Auflagern wurden ebenfalls auf beiden Seiten der Prüfkörper mit induktiven Wegaufnehmern W10 bestimmt. Hierdurch konnten ein Kippen

der Prüfkörper sowie Verformungen an den Auflagern (Eindrücken) bei der Auswertung berücksichtigt werden.

Für die Auswertung der Untersuchungsergebnisse und Darstellung der Last-Durchbiegungskurven wurde zunächst die mittlere Durchbiegung als Mittelwert der beiden induktiven Wegaufnehmer in Prüfkörpermitte unter Berücksichtigung der mit den vier induktiven Wegaufnehmern bestimmten Auflagerverformungen berechnet. Die Überkompensation des Eigengewichtes bei einigen Versuchen wurde durch Verschieben der Kurven auf der y-Achse korrigiert, so dass die Kurven gegen den Endwert $F\,(f \rightarrow \infty) = 0$ konvergieren.

Biegezugversuche an gekerbten Mauersteinen

Die Biegezugversuche an gekerbten Mauersteinen erfolgten analog zu den Versuchen an ungekerbten Prüfkörpern mit dem Prüfverfahren B. Einziger Unterschied war, dass vor dem Verkleben der mittlere Mauerstein durch einen Sägeschnitt um rd. ein Viertel der Mauersteinbreite eingekerbt wurde. Die Versuche wurden an zwei Hochlochziegeln sowie vergleichend an einem Vollziegel durchgeführt. Die Zielsetzung bestand in der tastweisen Untersuchung des Nachbruchverhaltens von Lochsteinen.

3.3 Ergebnisse der Untersuchungen an Mauersteinmaterialien

3.3.1 Übersicht über die experimentellen Untersuchungsergebnisse

Die Tabellen B1 und B2 (Anhang B) enthalten die Ergebnisse der Zug- und Druckversuche an den Zylindern. Angegeben sind die Mittelwerte, der kleinste und der größte Einzelwert sowie der Variationskoeffizient der Druck- bzw. Zugfestigkeit, der E-Modul (Sekantenmodul bei 33% der Maximallast) und die Bruchdehnung. Zusätzlich wurde der Tangenten-E-Modul durch Ableitung einer polynomischen Regressionskurve 2. Grades im Koordinatenursprung ermittelt und als Verhältniswert zum Sekantenmodul angegeben. In den Bildern B1 bis B4 sind die Druckspannungs-Dehnungslinien dargestellt. Die Bilder B5 bis B14 zeigen neben den Zugspannungs-Dehnungslinien die Ergebnisse der numerischen Simulationsrechnungen, siehe Abschnitt 3.3.3.

Die Ergebnisse der Biegezugversuche an den gekerbten und ungekerbten Prismen sind in der Tabelle B3 enthalten. Angegeben sind die Mittelwerte, der kleinste und der größte Einzelwert sowie der Variationskoeffizient der Biegezugfestigkeit, der Bruchenergie und der charakteristischen Länge, die entsprechend Gleichung Gl. 3.3 unter Ansatz des Zug-E-Moduls und der zentrischen Zugfestigkeit aus Tabelle B2 berechnet wurde. Bei den

ungekerbten Proben wurde die Biegezugfestigkeit sowohl an der Stelle des maximalen Momentes f_{fl} als auch für die Bruchstelle f'_{fl} ermittelt.

In den Bildern B15 bis B25 sind die ermittelten Last-Durchbiegungskurven der Dreipunkt-Biegeversuche und der numerischen Berechnungen dargestellt.

Kalksandsteine

Die einaxiale Zylinder-Zugfestigkeit der Kalksandsteine beträgt zwischen 1,64 bis 3,3 N/mm² bei entsprechenden Druckfestigkeitswerten von rd. 19,3 bis 27,2 N/mm². Der E-Modul der untersuchten Kalksandsteine liegt in der Größenordnung von 7500 bis 12500 N/mm². Die Druckversuche an den Zylindern zeigen ein ausgeprägt nichtlineares Materialverhalten mit Dehnungen bei Maximallast von rd. 4,3 bis 5,5 mm/m. Auch die Zugversuche zeigen einen deutlich vom linearen Ansatz abweichenden Kurvenverlauf. Der Verhältniswert Zug- / Druckfestigkeit beträgt bei den Untersuchungen an den Zylindern zwischen 0,06 und 0,13. Der Maximalwert wurde für die Versuchsserie KSe bestimmt. Die bei den Versuchsserien KSd und KSe bestimmte Querdehnzahl beträgt bei 33 % der Maximallast im Druckversuch im Mittel 0,12 (KSd) bzw. 0,15 (KSe).

Die Untersuchungen bei der Versuchsserie KSd zeigen anisotrope Eigenschaften der Kalksandsteine mit einer in Richtung Steinhöhe rd. 10 % größeren Druckfestigkeit als in Richtung Steinlänge bzw. Steinbreite. Eine umgekehrte Tendenz ist bei den Zug- und Biegezugversuchen sowohl für die Versuchsserie KSd als auch für die Versuchsserie KSe erkennbar. Es ist zu vermuten, dass der Einfluss der Prüfrichtung auf die Festigkeitseigenschaften auf die Bildung von horizontalen Schichten beim Verfüllen und Pressen während des Herstellvorgangs zurückzuführen ist. Die Biegezugversuche an Prismen aus der Steinmitte und aus dem Steinrand liefern annähernd gleiche Ergebnisse.

Die ermittelte Bruchenergie liegt bei den untersuchten Kalksandsteinen zwischen 40,9 und 61,3 N/m, die charakteristische Länge zwischen 47 und 148 mm. Die in [Plu99] veröffentlichen Werte liegen in einer vergleichbaren Größenordnung, siehe Tabelle 3.1.

Porenbeton

Die untersuchten Porenbetone zeigen im Vergleich zu den Kalksandsteinen ein weniger ausgeprägtes, aber dennoch deutlich erkennbares, nichtlineares Materialverhalten. Der Verhältniswert Zug- / Druckfestigkeit liegt mit 0,13 und 0,15 in dem Wertebereich entsprechend [Sch08] und [Sch10]. Die bei der Versuchsserie PPb bestimmte Querdehnzahl beträgt bei 33 % der Maximallast im Druckversuch im Mittel 0,11. Die bruchmechanischen Kennwerte (Bruchenergie $G_F^I = 4{,}2$ bzw. 8,4 N/m und charakteristische Länge $l_{ch} \approx$ 50 mm) liegen im unteren Bereich der Literaturkennwerte, siehe Tabelle 3.1.

Leichtbeton

Die beiden untersuchten Leichtbetone weisen neben den Druckfestigkeitswerten von 3,61 und 17,9 N/mm² auch deutlich unterschiedliche Spannungs-Dehnungslinien auf. Der Leichtbeton LBa zeigt ein ausgeprägter nichtlineares Verhalten und mit 3,28 mm/m höhere Dehnungen bei Maximallast als der Leichtbeton LBd mit 2,08 mm/m. Der Verhältniswert Zug- / Druckfestigkeit liegt mit 0,11 und 0,14 in der Größenordnung des Porenbetons und im Bereich der Auswerteergebnisse in [Sch10]. Die bruchmechanischen Kennwerte weisen im Vergleich zum Porenbeton auf ein deutlich duktileres Materialverhalten hin. Dies wird zum einen beim Vergleich der Last-Durchbiegungskurven, zum anderen auch anhand der ermittelten charakteristischen Länge von 227 bzw. 357 mm deutlich, die auch oberhalb der i. Allg. in der Literatur für Normalbeton zu findenden Werte liegen, vgl. Tabelle 3.1. Direkt vergleichbare Literaturwerte liegen jedoch nicht vor.

Ziegel

Die untersuchten Vollziegelmaterialien weisen erwartungsgemäß ein sprödes Materialverhalten und daher annähernd lineare Spannungs-Dehnungslinien auf. Die Druckversuche der Versuchsserie VMzb zeigen einen konvexen Kurvenverlauf, der darauf zurückgeführt werden kann, dass sich vorhandene Mikrorisse infolge des Brennvorgangs unter Druckbeanspruchung zunächst schließen. Diese Rissbildung ist auch ursächlich für die starke Streuung der Materialkennwerte insbesondere bei den Zugversuchen. Der Ansatz der experimentell ermittelten geringen Zugfestigkeiten führt wiederum zu vergleichsweise großen Werten für die charakteristische Länge. Auf das gleiche Phänomen sind vermutlich auch die extrem hohen Werte aus [Plu99] zurückzuführen. Plausiblere Werte ergeben sich durch Ansatz der invers ermittelten Zugfestigkeit, siehe Abschnitt 3.3.3. Grundsätzlich liegen die ermittelten bruchmechanischen Kennwerte für die beiden untersuchten Ziegel in der Größenordnung von den in [Boc89] und [Lou05] veröffentlichten Werten, siehe Tabelle 3.1, die ebenfalls erhebliche Streuungen aufweisen.

Im Unterschied zu den vergleichbaren Versuchen an den Kalksandsteinen weisen die Prismen der Versuchsserie VMzc aus dem Steinrandbereich eine größere Biegezugfestigkeit auf als die Prismen aus der Steinmitte. Dies war bereits augenscheinlich aufgrund von Farbunterschieden zu vermuten, die auf ungleichmäßige Trocknungs- und Brennbedingungen zurückzuführen sind.

3.3.2 Kennwerte und Anwendbarkeit der LEBM

In Tabelle 3.4 sind die wesentlichen bruchmechanischen Kenngrößen der LEBM für die unterschiedlichen Steinmaterialien angegeben. Die Kerbempfindlichkeit wurde entsprechend (Gl. 3.1) auf Grundlage der Biegezugfestigkeiten der gekerbten und ungekerbten Proben (Mittelwerte) berechnet. Die kritische Energiefreisetzungsrate und der kritische Spannungsintensitätsfaktor wurden unter Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen nach [Ril90] mit den Formfaktoren aus [Bro66] wie folgt ermittelt:

$$G_{Ic} = \sqrt{K_{Ic}^2 / E} \tag{3.6}$$

$$K_{Ic} = f_{fl,net} \sqrt{a} \cdot (1-\alpha)^2 \cdot \left[F_4(\alpha) + \frac{(l_s/d)-4}{4} \cdot (F_8(\alpha) - F_4(\alpha)) \right] \tag{3.7}$$

mit

$$F_4(\alpha) = 1{,}93 - 3{,}07\alpha + 14{,}53\alpha^2 - 25{,}11\alpha^3 + 25{,}80\alpha^4$$

$$F_8(\alpha) = 1{,}96 - 2{,}75\alpha + 13{,}66\alpha^2 - 23{,}98\alpha^3 + 25{,}22\alpha^4$$

α = a / d

Vergleichend sind die Mittelwerte der Bruchenergie und der charakteristischen Länge aus Tabelle B3 angegeben.

Sowohl die Kalksandsteine, die Porenbetone als auch die Mauerziegel sind kerbempfindlich (k < 1). Beide Leichtbetone zeigen bei den durchgeführten Untersuchungen keine Kerbempfindlichkeit. Dabei ist anzumerken, dass die Prüfkörper für die untersuchten Betone mit den vorliegenden bruchmechanischen Eigenschaften vermutlich nicht ausreichend dimensioniert waren. Jedoch waren diese durch die vorhandenen Stegdicken und Griffhilfen begrenzt und wurden auch aus Vergleichsgründen analog zu den übrigen Baustoffen gewählt.

Die nachgewiesene Kerbempfindlichkeit ist zwar ein erforderliches Kriterium, belegt jedoch nicht die Anwendbarkeit der LEBM. Wie in Abschnitt 3.1.1 dargestellt, werden bei der LEBM die Kennwerte K_{Ic} und G_{Ic} als konstante Werte betrachtet und sollten daher keine Größenabhängigkeit aufweisen. Zur Anwendbarkeit der LEBM muss sich bei ausreichend großen Proben der Wert von G_{Ic} dem der Bruchenergie G_F^I annähern. Die Untersuchungsergebnisse zeigen jedoch, dass der Verhältniswert G_{Ic} / G_F^I zwischen rd. 0,10 (Versuchsserie LBa) und 0,52 (Versuchsserie VMzb) beträgt. Die Verhältniswerte d / l_{ch} liegen mit einem Minimalwert von 0,11 (Versuchsserie LBa) und einem Maximalwert von 1,67 (Versuchsserie VMzb) auch alle unter dem in [Pet81] empfohlenem Grenzwert von 10. Die Kerbempfindlichkeiten müssten nach Bild 3.4 (links) bei den vorliegenden Werten

d / l_{ch} zwischen rd. k = 0,9…1,0 liegen. Die experimentell ermittelten Werte sind jedoch teilweise mit bis zu k = 0,62 deutlich kleiner. Eine mögliche Ursache liegt darin, dass zur Berechnung der charakteristischen Länge die experimentell bestimmte zentrische Zugfestigkeit angesetzt wurde. Die inverse numerische Bestimmung zur Beschreibung der gekerbten und ungekerbten Biegezugprismen lieferte i. Allg. eine größere zentrische Zugfestigkeit, siehe Abschnitte 3.2.2 und 3.3.3, die zu einer kleineren charakteristischen Länge führt. Im Gegensatz dazu sind die von PETERSSON ermittelten Verhältniswerte G_{Ic} / G_F^I nach Bild 3.4 (rechts) bei den entsprechenden Werten d / l_{ch} i. Allg. größer als die eigenen ermittelten Werte aus Tabelle 3.4. Bei Ansatz einer kleineren charakteristischen Länge durch Verwendung einer größeren Zugfestigkeit aus der inversen Bestimmung vergrößert sich die Differenz noch. Der Unterschied der eigenen experimentellen Untersuchungen zu den Zusammenhängen nach [Pet81] kann nicht geklärt werden. Zielführend wären hier auch Biegezugversuche an unterschiedlich großen Prüfkörpern. Zusammenfassend kann jedoch aus den experimentellen Untersuchungen gefolgert werden, dass die LEBM für die untersuchten Materialien und Probengrößen nicht anwendbar ist.

Tabelle 3.4: Kennwerte der LEBM und NLBM für Mauersteinmaterialien

Mauerstein / Prüfrichtung		a / d	$f_{fl,net}$	f_{fl}	k	K_{Ic}	G_{Ic}	G_F^I	l_{ch}	d / l_{ch}	G_{Ic} / G_F^I
-		N/mm²			-	$N/mm^{3/2}$	N/m		mm	-	-
KSa	L	0,25	2,42	3,04	0,80	7,81	8,2	53,1	148	0,27	0,15
KSb	L	0,25	2,38	2,90	0,82	7,60	6,5	34,5	80	0,50	0,19
KSd	L	0,25	2,83	3,09	0,91	9,07	8,1	58,8	122	0,33	0,14
		0,50	2,90	3,09	0,94	8,04	6,4	61,3	128	0,31	0,10
	H	0,25	2,40	-	-	7,70	5,9	45,0	113	0,35	0,13
KSe	L	0,25	3,50	4,44	0,80	11,01	10,0	55,6	62	0,65	0,18
		0,50	3,84	4,44	0,88	10,53	9,1	51,3	57	0,70	0,18
	H	0,25	3,22	3,71	0,87	10,11	8,2	40,9	70	0,57	0,20
		0,50	3,41	3,71	0,92	9,35	7,0	43,4	75	0,53	0,16
KSf	H	0,25	3,27	3,97	0,82	10,36	9,2	45,4	79	0,51	0,20
PPb	L	0,25	0,58	0,75	0,77	1,85	2,0	8,40	48	0,83	0,24
PPc	L	0,25	0,38	0,53	0,72	1,16	1,2	4,18	52	0,77	0,29
LBa	L	0,25	3,66	2,79	1,31	11,76	10,2	102,3	351	0,11	0,10
LBd	L	0,25	1,15	1,17	0,99	3,76	5,4	24,1	226	0,18	0,22
VMzb	L	0,25	6,18	9,99	0,62	19,83	27,3	53,0	24	1,67	0,52
VMzc	L	0,25	6,96	8,12	0,86	21,65	33,3	67,7	68	0,59	0,49

3.3.3 Vollständige Stoffgesetze

Die Zugfestigkeit f_t, die Bruchenergie G_F^I, der E-Modul E sowie der Formparameter q als Ergebnis der numerischen Simulationsrechnungen sind in Tabelle B4 zusammengefasst. Die Bilder B5 bis B14 zeigen die ermittelten Spannungs-Dehnungslinien (linear-elastisches Verhalten) im Vergleich zu den zentrischen Zugversuchen und die Spannungs-Rissöffnungsdiagramme. In Bild 3.12 sind die ermittelten Stoffgesetze für die Versuchsserien, die bei den weiteren Untersuchungen verwendet werden, zusammenfassend dargestellt. Die Last-Durchbiegungskurven der numerischen Simulation sind analog zu Bild 3.9 in die Diagramme der Versuchsergebnisse eingetragen, siehe Bilder B15 bis B25.

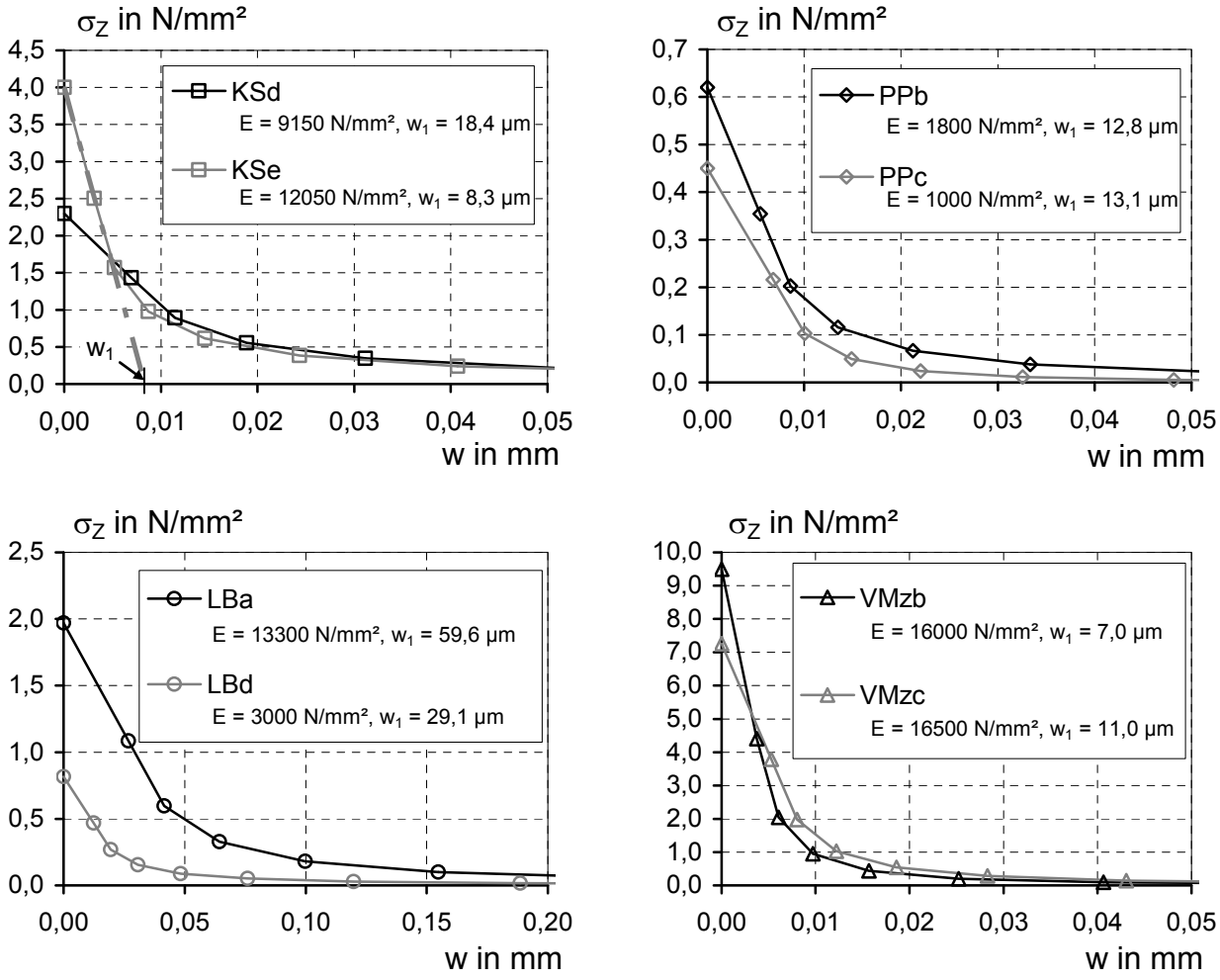


Bild 3.12: Stoffgesetze der Mauersteinmaterialien

In Tabelle B4 sind neben den endgültig als bestmöglich identifizierten Lösungen zur Beschreibung der Biegeversuche an den gekerbten und ungekerbten Proben für die Versuchsserien KSe und PPc auch die Lösungen unter Ansatz der Zugfestigkeit aus den zentrischen Zugversuchen angegeben. Dass die in den zentrischen Zugversuchen ermittelte Zugfestigkeit geringer ist als die zur Beschreibung der Biegeversuche an den ungekerbten Prismen erforderliche Zugfestigkeit, kann auf statistische Ursachen

zurückgeführt werden. Beim Zugversuch ist die Bruchebene nicht vorgegeben, und die Materialstreuungen innerhalb einer Probe haben einen größeren Einfluss als beim Dreipunktbiegeversuch mit einer linear veränderlichen Momentenbeanspruchung.

Aus den invers bestimmten Parametern wurde analog zu den Versuchsergebnissen die charakteristische Länge berechnet. Zusätzlich sind in Tabelle B4 der Schnittpunkt w_1 der Anfangstangente mit der x-Achse, die charakteristische Länge l_{ch}, der Faktor c_0 nach (Gl. 3.5) und die Biegezugfestigkeitswerte f_{fl} bzw. $f_{fl,net}$ sowie vergleichend die experimentell ermittelten Kenngrößen angegeben.

Die aus den invers ermittelten Parametern berechnete charakteristische Länge ist aufgrund der größeren zentrischen Zugfestigkeit i. d. R. mit einem Faktor von bis zu rd. 3 teilweise deutlich kleiner als die direkt aus den Versuchsergebnissen ermittelten Werte. Der Vergleich der unterschiedlichen Materialien zeigt bei beiden Werten tendenziell und erwartungsgemäß in der Reihenfolge Ziegel, Porenbeton, Kalksandstein und Leichtbeton zunehmende Werte für die charakteristische Länge und damit eine Zunahme der Duktilität.

Nach [Baz98] liegt der Faktor c_0 für Beton normalerweise in dem Wertebereich von 0,4 und 0,6. Die ermittelten Werte liegen für den Leichtbeton in dem o. g. Wertebereich, die Werte der Kalksandsteine sind tendenziell kleiner und die für Mauerziegel wie auch für einen Porenbeton ermittelten Werte sind größer. Dies widerspricht der allgemeinen Aussage in [Baz98], dass die Werte von c_0 umso kleiner sind je steiler die Anfangsteigung ist, welche nur Gültigkeit bei gleicher Zugfestigkeit und Bruchenergie besitzt. Beispielsweise ist die Anfangssteigung der Mauerziegel VMzb bei annähernd gleichem Wert für w_1 aufgrund der höheren Zugfestigkeit deutlich steiler als für den Kalksandstein KSe. Der Wert c_0 ist für die Mauerziegel jedoch deutlich größer, wobei beide Materialien eine annähernd gleiche Bruchenergie aufweisen. Der Wert für c_0 kann daher nur als Kenngröße verwendet werden, die angibt, inwiefern die nichtlinearen Zugspannungs-Rissöffnungskurven durch einen linearen Ansatz beschrieben werden können.

Der direkte Vergleich der experimentell und der numerisch ermittelten Biegezugfestigkeitswerte an den gekerbten und ungekerbten Prismen in Tabelle B4 sowie die im Anhang B dargestellten Last-Durchbiegungskurven verdeutlichen nochmals, dass zutreffende Stoffgesetze für unterschiedliche Materialien ermittelt wurden, die mit den angegebenen Parametern beschrieben werden können.

3.3.4 Kerbempfindlichkeit

Der in den numerischen Berechnungen für die Stoffgesetze aus Bild 3.12 ermittelte Einfluss der Kerbtiefe auf die Biegezugfestigkeit ist in Bild B33 dargestellt. Eine vergleichende Darstellung liefert Bild 3.13.

Die Kerbempfindlichkeit erreicht i. Allg. ein Minimum bei etwa a/d = 0,25 analog zu vergleichbaren Literaturergebnissen (siehe u. a. [Bro05]), was sich auch aus der Theorie der Kerbempfindlichkeit ergibt. Entsprechend Bild 3.4 (links) nimmt die Kerbempfindlichkeit mit zunehmender charakteristischer Länge ab. Bei einem Verhältniswert $d / l_{ch} \approx 0{,}1$ (Leichtbeton LBa) ist bei der untersuchten Probengeometrie keine kerbbedingte Festigkeitsminderung mehr zu beobachten.

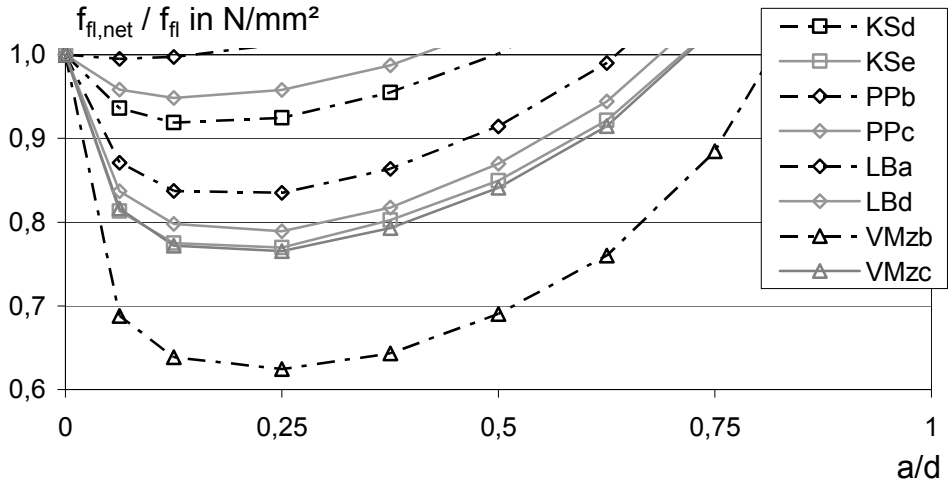


Bild 3.13: Kerbempfindlichkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe für die Stoffgesetze der unterschiedlichen Mauersteinmaterialien
(numerisch ermittelt für Prismen l_s = 200, d = 40 mm)

Die ebenfalls in Bild B33 dargestellten Versuchsergebnisse zeigen eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den numerischen Berechnungen. Die experimentellen Untersuchungen bei den Versuchsserien KSd und KSe bestätigen den Einfluss der Kerbtiefe auf die Kerbempfindlichkeit mit kleineren Werten für a / d = 0,25 im Vergleich zu a / d = 0,50, siehe Bild B33.

3.3.5 Einfluss des Entfestigungsverhaltens auf die Festigkeitseigenschaften

Die unter Ansatz der in Bild 3.10 dargestellten Spannungs-Rissöffnungsdiagramme und für „sprödes“ Materialverhalten ermittelten Last-Durchbiegungskurven für gekerbte und ungekerbte Prismen sind in Bild 3.14 dargestellt.

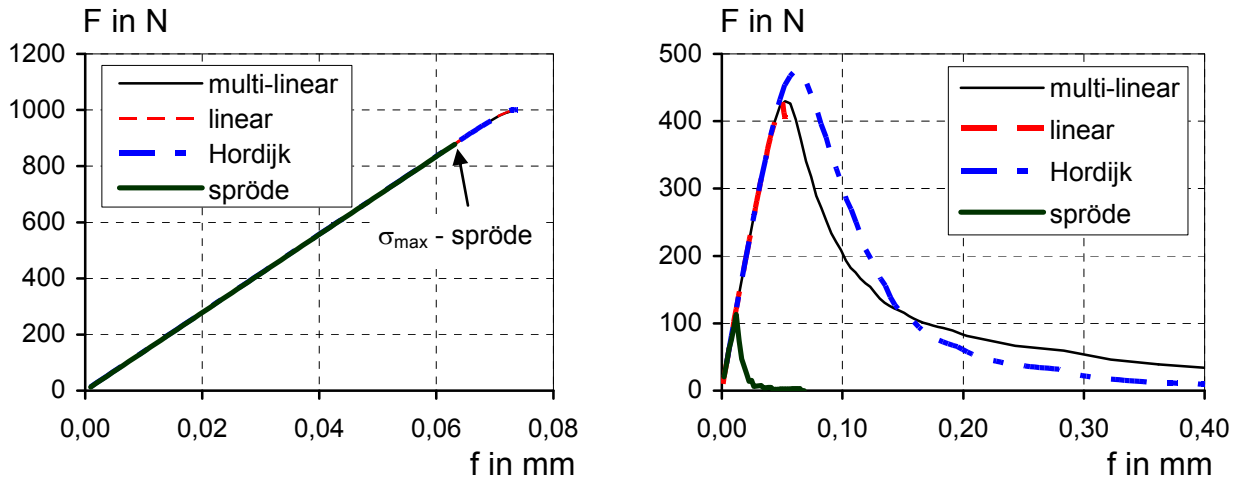


Bild 3.14: Last-Durchbiegungskurven unter Ansatz der Stoffgesetze aus Bild 3.10
links: ungekerbte Prismen, rechts: 10 mm gekerbte Prismen

Die unterschiedlichen Spannungs-Rissöffnungskurven liefern bei den ungekerbten Prismen die gleichen Maximallasten, wodurch die Aussage aus [Baz98] bestätigt wird, dass lediglich die Anfangssteigung der σ-w-Kurve die Biegezugfestigkeit beeinflusst und der weitere Verlauf der Kurve für kohäsiv entfestigende Materialien keinen erheblichen Einfluss auf die Biegezugfestigkeit hat. Dies gilt allerdings nur für kleine Prozesszonen im Vergleich zur Probekörperhöhe. Für sprödes Materialverhalten ergibt sich ein rd. 10 % niedrigerer Wert.

Im Gegensatz zu den ungekerbten Prismen ist der Einfluss des weiteren Verlaufes der Spannungs-Rissöffnungskurve auf die Biegezugfestigkeit deutlich zu erkennen. Die Feststellung in [Mec00], dass auch bei gekerbten Proben für Größen üblicher Laborprüfkörper nur die Anfangssteigung maßgebend für die Biegezugfestigkeit ist, konnte somit nicht bestätigt werden. Für sprödes Materialverhalten ergeben sich aufgrund der Kerbempfindlichkeit des Materials deutlich geringere Biegezugfestigkeitswerte. Generell ist bei diesen Betrachtungen zu beachten, dass die Anwendbarkeit des Bruchenergiekonzeptes zunächst für Beton überprüft wurde. In der hier vorliegenden Arbeit erfolgt eine Erweiterung auf andere kohäsive Materialien.

3.3.6 Dickeneinfluss

Es wurden in diesem Abschnitt sowie in den Abschnitten 3.4.3 und 4.4.2 die Untersuchungen zum Größeneffekt mit „Dickeneinfluss“ bezeichnet, wobei es sich prüftechnisch um die Prüfkörperhöhe handelt, die variierte Größe im Mauerwerk jedoch der Wanddicke entspricht. In Bild 3.15 ist beispielhaft die numerisch ermittelte Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Prüfkörperhöhe (bei gleicher Prüfkörperschlankheit) für die Versuchsserie KSd im Vergleich zu den Biegezugfestigkeitswerten aus den Versuchen dargestellt. Eine analoge Darstellung für die weiteren untersuchten Versuchsserien enthält Bild B34.

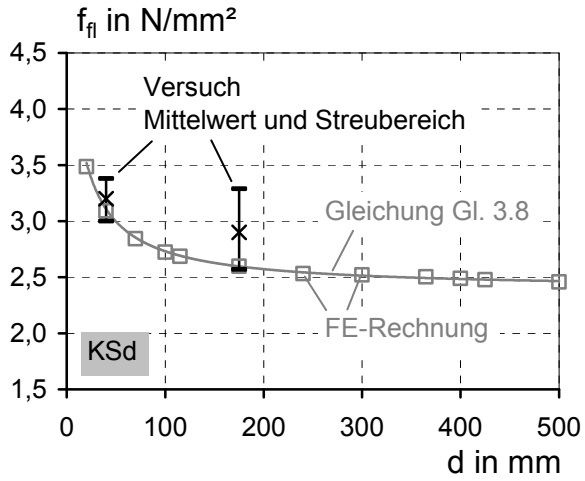


Bild 3.15: Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Prüfkörperhöhe, Versuchsserie KSd Vergleich numerische, experimentelle und analytische Ergebnisse

Bild 3.16 zeigt eine zusammenfassende Darstellung des Verhältniswertes Biegezugfestigkeit / Zugfestigkeit für die unterschiedlichen Versuchsserien. Der grau hinterlegt dargestellte, baupraktisch relevante Bereich zeigt jedoch lediglich für den Leichtbeton LBa einen deutlichen Größeneffekt (rd. 40 % Festigkeitsunterschied). Für die übrigen untersuchten Materialien ist dieser Effekt geringer.

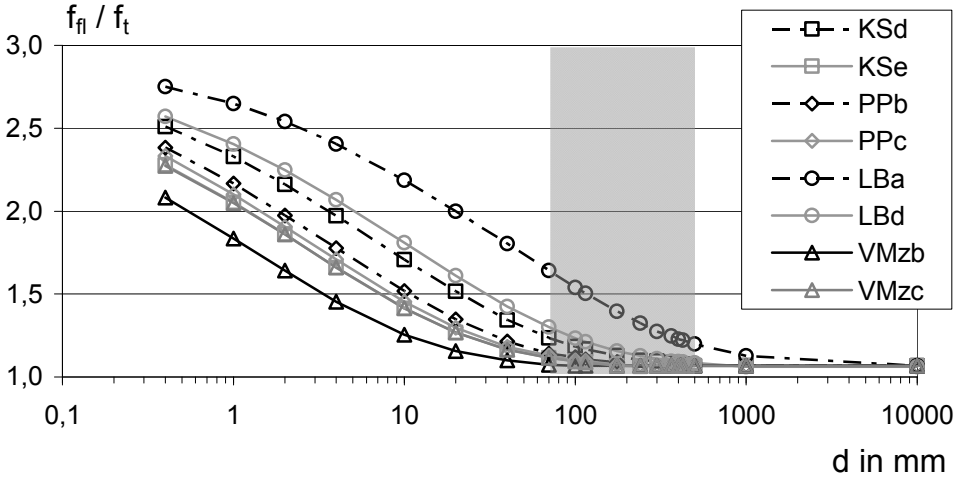


Bild 3.16: Verhältnis Zugfestigkeit / Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Prüfkörperhöhe

In Bild 3.17 sind alle Berechnungsergebnisse der unterschiedlichen Stoffgesetze in Abhängigkeit vom Verhältniswert d / l_1 analog [Baz98] dargestellt. Durch geringfügige Anpassung der Konstanten der in [Pla95] hergeleiteten Funktion $H(d/l_1)$ aus Gleichung (Gl. 3.5) kann mit folgender Formel

$$f_{fl}/f_t = 1{,}039 + \frac{1{,}854 + 99 \cdot (d/l_1)}{(1 + 2{,}44 \cdot (d/l_1)) \cdot (1 + 87 \cdot (d/l_1))} \qquad \text{(Gl. 3.8)}$$

auch bei stark unterschiedlichen Stoffgesetzen der verschiedenen Mauersteinmaterialien der Größeneffekt mit *einem* funktionalen Zusammenhang beschrieben werden.

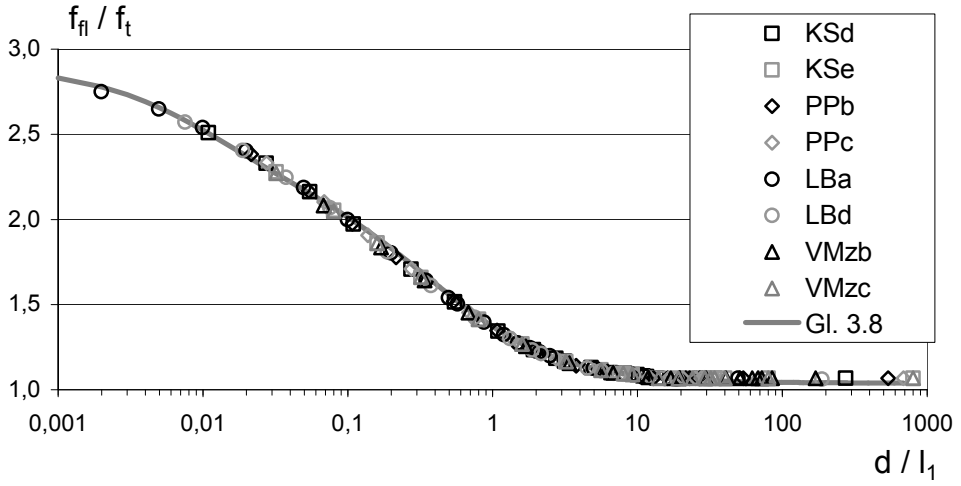


Bild 3.17: Verhältnis Zugfestigkeit / Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Prüfkörperhöhe Vergleich der numerischen Ergebnisse mit (Gl. 3.8)

3.4 Ergebnisse der Untersuchungen an Mauersteinen

3.4.1 Übersicht über die experimentellen Untersuchungsergebnisse

Die Tabelle B5 enthält die Ergebnisse der Zugversuche an ganzen Mauersteinen. Angegeben sind die Mittelwerte, der kleinste und der größte Einzelwert sowie die Variationskoeffizienten der Zugfestigkeit, des E-Moduls (Sekantenmodul bei 33% der Maximallast) und der Bruchdehnung. In den Bildern B26 und B27 sind ausgewählte Zugspannungs-Dehnungslinien dargestellt.

Die Ergebnisse der Biegezugversuche an den ungekerbten und gekerbten Mauersteinen sind in den Tabellen B6 und B7 zusammengefasst. Für die ungekerbten Prüfkörper wurde die Biegezugfestigkeit sowohl an der Stelle des maximalen Momentes als auch für die Bruchstelle ermittelt. Angegeben sind die Mittelwerte, der kleinste und der größte Einzelwert sowie der Variationskoeffizient der Biegezugfestigkeit. Die Bilder B28 bis B32 zeigen die Last-Durchbiegungskurven.

3.4.2 Eigenschaften und Besonderheiten der unterschiedlichen Materialien

Kalksandsteine

Der an den unterschiedlichen Kalksandsteinen ermittelte Verhältniswert Zug / Druckfestigkeit liegt im oberen des in [Sch10] angegebenen Wertebereiches bzw. teilweise auch darüber. Für die Mauersteine der Versuchsserie KSe ist ein direkter Vergleich mit den Untersuchungen an den Zylindern, für die ein Verhältniswert von 0,13 im Vergleich zu den Steinen von 0,08 ermittelt wurde, möglich, da diese Mauersteine keine Griffhilfen / Hantierlöcher aufweisen. Der Unterschied zwischen den Ergebnissen ist i. W. auf das bei den Steinzugversuchen beobachtete Versagen im Bereich der Lasteinleitungsflächen in der oberflächennahen Grenzschicht, die eine geringere Zugfestigkeit aufweist, zurückzuführen. Auch die vergleichenden Biegezugversuche an ungekerbten Vollsteinen, siehe Tabelle B6, lieferten bei den Prüfkörpern mit verklebten Stirnseiten im Bereich des maximalen Momentes lediglich eine Biegezugfestigkeit von 3,02 / 4,30 = 70 % im Vergleich zu den Prüfkörpern mit einem ganzen Mauerstein in Prüfkörpermitte. Im Gegensatz dazu lieferten Biegezugversuche an aus der Steinmitte und aus dem Steinrand entnommenen Prismen annähernd gleiche Ergebnisse, so dass davon ausgegangen werden kann, dass es sich bei dem oben beschriebenen Effekt ausschließlich um ein Oberflächenphänomen handelt. Bei den Zugversuchen an den anderen Kalksandsteinen ist das Versagen erwartungsgemäß im Bereich der Griffhilfen bzw. im Bereich der schwächsten Querschnittsflächen aufgetreten. Für die Versuchsserien der Mauersteine

mit Hantierlöchern beträgt der Verhältniswert 0,046 bis 0,070, für die Versuchsserie mit Lochsteinen 0,047.

Die Kalksandsteine KSe und KSf wurden aus den gleichen Ausgangsmaterialien gefertigt, was sich auch in den ermittelten Materialeigenschaften widerspiegelt, s. Tabellen B2 und B3. Die Längsstegdickensumme beträgt bei den Kalksandsteinen KSf rd. 325 mm/m. Dieser Wert entspricht auch näherungsweise dem Verhältniswert der Mauersteinzugfestigkeit 0,72 / 1,96 = 0,367 der Versuchsserien KSf und KSe. Unberücksichtigt bleiben dabei die Einflüsse der geringeren Zugfestigkeit in der Grenzschicht (siehe oben). Unter Ansatz der einaxialen Zylinder-Zugfestigkeit ergibt sich ein Wert 0,72 / 3,30 = 0,218. Dass dieser Wert geringer ist als die bezogene Längsstegdickensumme, ist auf ungleichmäßige Spannungsverteilungen infolge der Lochanordnung und Spannungskonzentrationen an den Lochrändern zurückzuführen. Der Verhältniswert der Biegezugfestigkeitswerte ist mit 1,70 / 4,30 = 0,395 aufgrund der maximalen Beanspruchung in den Außenstegen größer als im zentrischen Zugversuch. Auffällig ist dabei, dass die Anordnung der Löcher bei den untersuchten Steinen im Biegezugversuch (vgl. Tabelle B6) von untergeordneter Bedeutung und im Rahmen der Streubreite vernachlässigbar ist, wenn die Biegezugfestigkeit auf Basis des maximalen Momentes in Prüfkörpermitte berechnet wird. Bild B29 (links) zeigt anschaulich das zweistufige Versagen bei den Lochsteinen durch einen erneuten Lastanstieg nach Versagen des Außensteges.

Ziegel

Der Verhältniswert zentrische Zugfestigkeit / Druckfestigkeit liegt für die untersuchten Hochlochziegel im Wertebereich aus [Sch10]. Dabei zeigen die Mauersteine der Versuchsserie HLzb eine erhebliche Streuung, die auf Vorschädigungen in Form von Rissbildungen, die auch augenscheinlich erkennbar waren, zurückzuführen ist. Die Biegezugversuche an den Mauersteinen der Versuchsserie HLzb wurden mit den Prüfverfahren A und B durchgeführt. Die Versuche mit dem Prüfverfahren A lieferten geringfügig größere Werte, die auf die geringere Biegeschlankheit der Prüfkörper und ggf. eine schnellere kraftgeregelte Belastung zurückgeführt werden können, wobei auch die Streuung sowie die geringe Prüfkörperanzahl in Betracht zu ziehen sind.

Bei den Biegezugversuchen an ganzen Mauersteinen der Versuchsserie VMzc konnten zwei unterschiedliche Bruchbilder beobachtet werden, die sich auch in den Last-Verformungslinien widerspiegeln, siehe Bild B31. Bei drei Prüfkörpern ist das Versagen im Bereich der Stirnseiten der aneinander geklebten Mauersteine in der Oberflächengrenzschicht aufgetreten. Zwei Prüfkörper zeigten deutlich geringere Biegezugfestigkeiten, die auf Brennrisse zurückzuführen sind. Unter Ansatz aller Versuchsergebnisse ergibt sich für die Mauersteine eine Kerbempfindlichkeit von k = 5,59 / 7,01 = 0,80, die in der Größenordnung der Untersuchungen an den Prismen liegt. Werden die beiden Versuche

mit den deutlich geringeren Biegezugfestigkeitswerten nicht in der Auswertung berücksichtigt, ist die Kerbempfindlichkeit mit k = 5,59 / 9,22 = 0,61 rechnerisch deutlich größer. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Biegezugfestigkeit in Steinmitte (an der Spitze der Kerbe) geringer ist als die Biegezugfestigkeit am Steinrand, siehe Tabelle B3.

3.4.3 Dickeneinfluss

Die Biegezugfestigkeitswerte der ungekerbten Prüfkörper (Vollsteine) sind in Bild B34 vergleichend zu den numerischen Ergebnissen und dem Ansatz nach Gleichung (Gl. 3.8) dargestellt. Unter Berücksichtigung der Streubreite der Versuchsergebnisse kann der rechnerisch bestimmte Größeneffekt durch die experimentellen Untersuchungen bestätigt werden. Die Versuche an den Vollziegeln VMzc zeigen eine große Streuung, siehe auch Bild B31 rechts. Werden die beiden Versuche mit den deutlich geringeren Werten nicht in der Auswertung berücksichtigt, ist der Mittelwert größer als bei den in Bild B34 h) dargestellten Versuchen an den Prismen aus der Steinmitte. Der Wert ist jedoch kleiner als bei den Prismen aus dem Steinrand, so dass auch bei Berücksichtigung der unterschiedlichen Festigkeiten in den Bereichen Steinrand und Steinmitte ein Größeneffekt erkennbar ist.

3.4.4 Biegezugversuche an gekerbten Prüfkörpern

Für zwei Hochlochziegel HLzb und KHLzd wurden orientierend die Last-Durchbiegungskurven an gekerbten Prüfkörpern (Kerbtiefe a/d = 0,25) und vergleichend an ungekerbten Prüfkörpern bestimmt. Die Last-Verformungskurven sind in den Bildern B30 und B32 dargestellt. Bei beiden Versuchsserien ist analog zur Versuchserie KSf ein stufenweises Versagen der einzelnen Längsstege erkennbar. Der Verhältniswert der Biegezugfestigkeit von gekerbten und ungekerbten Hochlochklinkern KHLzd beträgt 0,59. Bei der Versuchsserie HLzb ist die mittlere Biegezugfestigkeit der gekerbten Prüfkörper mit 0,75 N/mm² größer als die der ungekerbten Prüfkörper. Die Ursache ist eine Vorschädigung der Ziegel in Form von (Brenn-)Rissen. Auf Grundlage der Nettobiege-zugfestigkeit der gekerbten Prüfkörper kann die unplanmäßige Kerbtiefe in Form eines Risses dieser Prüfkörper an der Bruchstelle mit rd. 75 mm abgeschätzt werden. Dies entspricht einem Riss durch den Außen- und die vier anschließenden Innenstege. Im Mauerwerk ist die Bruchebene i. Allg. durch die Stoßfugen vorgegeben und die Biegezugfestigkeit des Mauersteins in dieser Ebene maßgebend, die nicht zwangsläufig durch einen Riss vorgeschädigt ist. Die Biegezugfestigkeit der ungekerbten bzw. ungerissenen Ziegel HLzb kann aus den Untersuchungen jedoch zunächst nicht direkt ermittelt werden. Wird eine Kerbempfindlichkeit der Ziegel entsprechend der

Versuchsserie KHLzd angenommen, kann aus den Versuchen an den gekerbten Proben die theoretische Biegezugfestigkeit von 0,75 / 0,6 = 1,25 N/mm² berechnet werden.

Eine weitere bruchmechanische Auswertung der Versuche und Ermittlung der Stoffgesetze kann grundsätzlich unter der Annahme eines homogenen Materials entsprechend der Vorgehensweise in [Bra10] erfolgen. Hierauf wird an dieser Stelle verzichtet, da es sich zunächst um orientierende Untersuchungen handelt und die Stoffgesetze nicht planmäßig für weitere numerische Berechnungen verwendet werden sollten.

3.5 Zusammenfassung

Mit den in diesem Abschnitt beschriebenen Untersuchungen wurden erstmals vergleichend die vollständigen Stoffgesetze und bruchmechanischen Kennwerte der unterschiedlichen Mauersteinmaterialien ermittelt. Die Kenntnis dieser Parameter ist entscheidend für die zutreffende Beschreibung des Mauerwerk-Tragverhaltens insbesondere bei Anwendung von numerischen Berechnungsmethoden.

Mit Hilfe umfangreicher numerischer Untersuchungen und vergleichender experimenteller Versuche wurde die Kerbempfindlichkeit der Materialien ermittelt. Die untersuchten Materialien zeigen deutlich unterschiedliche Eigenschaften von „spröde“ (Vollziegel VMzc) bis „ausgeprägt nichtlinear, duktil“ (Leichtbeton LBa). Für alle Materialien ist eine Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik bei üblichen Mauerwerkdicken nicht möglich.

Die Untersuchungen haben belegt, dass die Biegezugfestigkeit von ungekerbten Proben maßgeblich durch die Anfangssteigung der Spannungs-Rissöffnungskurve beeinflusst wird. Bei gekerbten Proben ist jedoch auch der weitere Kurvenverlauf entscheidend.

Neben den Untersuchungen am reinen Steinmaterial wurden auch umfangreiche Untersuchungen an ganzen Mauersteinen und Lochsteinen durchgeführt. Hierdurch konnte der Größeneffekt auf die Biegezugfestigkeit experimentell untersucht werden. Die zunächst als orientierend anzusehenden Untersuchungen an Lochsteinen bilden erste Grundlagen für die Bestimmung der Stoffgesetze nicht homogener und anisotroper Mauersteine.

Der Größeneffekt auf die Biegezugfestigkeit konnte mit Hilfe eines funktionalen Zusammenhangs für alle Mauersteinarten beschrieben werden. Im baupraktisch relevanten Bereich ist dieser für die untersuchten spröden Materialien (Vollziegel, Porenbeton) nahezu vernachlässigbar, bei dem duktileren Leichtbeton ergeben sich jedoch Festigkeitsunterschiede von rd. 40 %.

ABSCHNITT 4

MAUERMÖRTEL UND VERBUNDVERHALTEN UNTER ZUGBEANSPRUCHUNG

Das Verbundverhalten unter Zugbeanspruchung ist maßgebend für die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge. Aber auch bei einer Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen kann das Tragverhalten wesentlich durch eine Zugkraftübertragung in den vermörtelten Stoßfugen beeinflusst werden.

Zunächst werden die wesentlichen Modellierungsstrategien zur Abbildung von Mörtelfugen im Mauerwerk sowie die bislang nur vereinzelt vorliegenden bruchmechanischen Untersuchungen an Mörtelfugen dargestellt.

Für verschiedene Mauerstein-Mauermörtelkombinationen wurden Zug- und Dreipunkt-Biegezugversuche an Kleinprüfkörpern durchgeführt und die bruchmechanischen Kennwerte bestimmt. Darauf aufbauend wurden für ausgewählte Versuchsserien mit Hilfe numerischer Verfahren die vollständigen Stoffgesetze der Mörtelfugen ermittelt. Diese sind die Basis für die Analyse der Mauerwerkversuche in den Abschnitten 6 und 7.

In analytischen Untersuchungen wurden der Einfluss der Prüfkörperhöhe, der Kerbtiefe sowie verschiedene Ansätze zur Abbildung der Mörtelfuge auf die Biegehaftzugfestigkeit untersucht.

Darüber hinaus enthält dieser Abschnitt Angaben zu den wesentlichen Normeigenschaften der in dieser Arbeit untersuchten Mauermörtel.

4.1 Einleitung, Grundlagen

4.1.1 Allgemeines

Zur Beschreibung der Mörtelfugen bei der numerischen Analyse des Tragverhaltens von Mauerwerk können i. W. drei unterschiedliche Verfahren angewendet werden, siehe Bild 4.1 und vgl. [Sch05], [Lou98], [Rot97]. Bei der Makromodellierung werden das Mauerwerk als homogener Baustoff betrachtet und die Eigenschaften der Einzelkomponenten verschmiert abgebildet. Bei der Mikromodellierung erfolgt eine explizite Abbildung der Komponenten Stein / Mörtel / Kontaktzone zwischen Stein und Mörtel. Bei der Modellierung auf der so genannten Mesoebene werden die Eigenschaften des Mörtels und der Kontaktzone Mörtel / Stein verschmiert abgebildet. Es wird somit nicht zwischen Mörtel- und Grenzschichtversagen unterschieden.

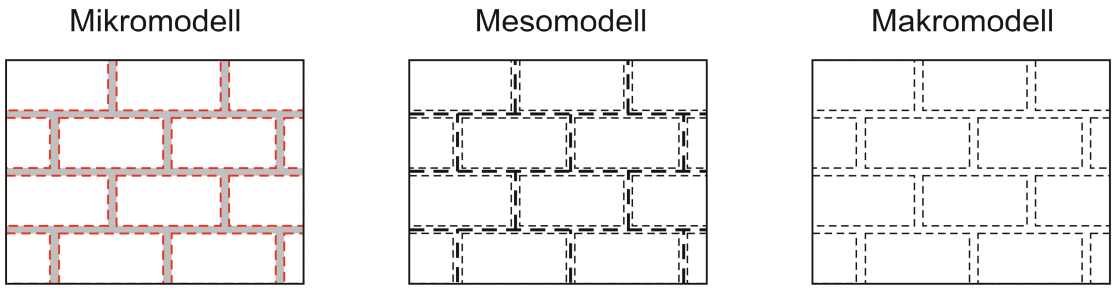


Bild 4.1: Verschiedene Ansätze zur Abbildung von Mauerwerk, analog [Sch05]

Zur Simulation von Laborprüfkörpern hat sich die Anwendung der Mesomodellierung bewährt. Diese wurde auch bei den eigenen Untersuchungen angewendet. Es kann zwischen Fugen- und Steinversagen unterschieden werden, und die maßgeblichen Stoffgesetze können in Kleinprüfkörperversuchen bestimmt werden. Eine Unterscheidung zwischen einem Mörtel- und Grenzschichtversagen bedeutet versuchstechnisch einen erheblichen Mehraufwand. Zudem tritt in der Realität häufig ein Mischversagen im Mörtel und der Kontaktfläche auf, das im Modell nicht zutreffend abgebildet werden kann. Vergleichende Berechnungen mit einem Mikro- und Mesomodell wurden u. a. in [Zij04b] durchgeführt.

Auf der Mesoebene kann das Materialverhalten des Verbundes unter Zugbeanspruchung analog zum Mauersteinmaterial bis zur Maximallast durch eine Zugspannungs-Dehnungslinie und das Nachbruchverhalten durch ein Spannungs-Rissöffnungsdiagramm beschrieben werden, siehe Bild 3.2.

Der Großteil der Untersuchungen zum Verbundverhalten in der Literatur bezieht sich auf die Bestimmung der Haftzug- bzw. Biegehaftzugfestigkeit zwischen Mörtel und Stein. Zur

Beschreibung des bruchmechanischen Verhaltens und Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze des Verbundes liegen bislang nur wenige Untersuchungen vor. KICKLER [Kic00] und PARK [Par99], [Par01] wenden zur Beschreibung des Bruchverhaltens Modelle der linear-elastischen Buchmechanik für geschichtete Materialien an. VAN DER PLUIM [Plu99] und LOURENCO [LOU94] führen verformungsgeregelte Zugversuche zur Bestimmung der Bruchenergie und vollständiger Last-Rissöffnungskurven durch.

Im folgenden Abschnitt wird ein kurzer Überblick über bisherige Untersuchungsergebnisse zur Beschreibung der mechanischen und bruchmechanischen Eigenschaften des Verbundes unter Zugbeanspruchung gegeben.

4.1.2 Mechanische und bruchmechanische Eigenschaften

Haftzug- und Biegehaftzugfestigkeit

Die Verbundfestigkeit zwischen Stein- und Mörtel wird von zahlreichen Einflussfaktoren bestimmt. Dies gilt in Analogie zur Scherbeanspruchung auch für eine Zugbeanspruchung, wobei entsprechend [Sch87] und [Bra06] die folgenden wesentlichen Einflussfaktoren genannt werden können:

- Mörtelart, Mörtelzusammensetzung und -eigenschaften (u. a. Zement- und LP-Gehalt, Wasserrückhaltevermögen,…)
- Steineigenschaften, i. W. Oberflächenrauigkeit, Porenstruktur, Ausbildung der Steinoberfläche (Voll- / Lochstein), Feuchtegehalt und Wasserabsaugverhalten
- Herstell- und lagerungsbedingte Einflüsse (u. a. Fugendicke, Ausführung, Nachbehandlung, Prüfalter)
- Verwendetes Prüfverfahren

Zur Bestimmung der Verbundfestigkeit unter Zugbeanspruchung kann die Haftzugfestigkeit in zentrischen Zugversuchen an Zweistein-Prüfkörpern ermittelt werden. Die Biegehaftzugfestigkeit kann mit dem sogenannten Bond-Wrench-Verfahren oder in Biegeversuchen an balkenförmigen Prüfkörpern mit Verbundfuge in Prüfkörpermitte bestimmt werden.

In [Sch10] sind die Untersuchungsergebnisse von Haftzug- und Bond-Wrench-Prüfungen zusammengefasst. Die für unterschiedliche Stein-Mörtel-Kombinationen angegebenen Mittelwerte liegen zwischen 0,07 (HLz / LM 21) und 0,67 (KS-PE / DM).

Das sogenannte Bond-Wrench-Verfahren ist ein insbesondere in England und Australien favorisiertes Prüfverfahren. Das Prüfverfahren ist in DIN EN 1052-5 genormt, hat aber in Deutschland keine bauaufsichtliche Relevanz. Sowohl die Auswertungen in [Mey02] als

auch eigene Auswertungen bzw. Untersuchungen in [Sch04], [Bra08a] haben gezeigt, dass kein brauchbarer Zusammenhang zwischen der Biegehaftzugfestigkeit nach dem Bond-Wrench-Verfahren und der Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge von Mauerwerkprüfkörper nachweisbar ist. Als Ursache werden in [Sam99] Spannungskonzentrationen innerhalb des Bond-Wrench-Prüfkörpers angegeben. Entsprechend [Bra08a] beschränkt sich die Einsatzmöglichkeit dieses Prüfverfahrens auf eine Qualitätskontrolle nach Bestimmung eines materialspezifischen Verhältniswertes.

Von besonderer Bedeutung für die Haftzugfestigkeit ist neben den o. g. Einflussfaktoren die wirksame Verbundfläche. Untersuchungen in [Plu99] haben gezeigt, dass diese im Mittel nur rd. 35% der Querschnittsfläche der untersuchten Prüfkörper betrug, siehe Bild 4.2. Dies wird maßgeblich auf das Schwinden an den Prüfkörperrändern zurückgeführt.

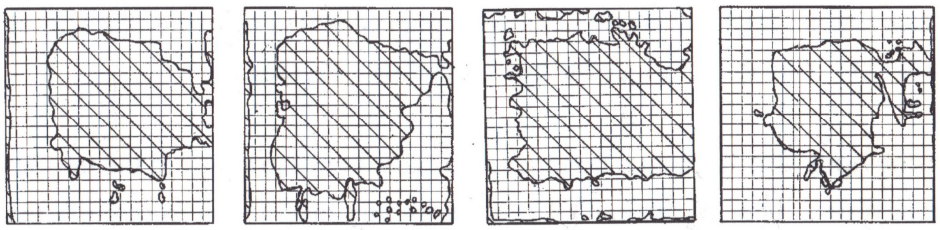


Bild 4.2: Effektive Verbundfläche bei Kleinprüfkörpern, aus [Plu99]

PARK analysiert in [Par01] die Bruchflächen der Verbundprüfkörper über eine Videomikroskop-Vermessung und Auswertung von Konturplots, siehe Bild 4.3, die eine teilflächenabhängige Bewertung des Verbundgrades ermöglichen. Hieraus konnte abgeleitet werden, dass der Verbundgrad im Randbereich lediglich rd. 10 % geringer ist als in Prüfkörpermitte. Analog zu [Plu99] wurde dies auf Schwindvorgänge, insbesondere plastisches Schwinden und Trocknungsschwinden, zurückgeführt. In Abhängigkeit der Mörtelart betrug die Nettoverbundfläche bezogen auf die Gesamtfläche rd. 40 bis 80 %. Zwischen der Nettoverbundfläche und der Haftzugfestigkeit konnte ein linearer Zusammenhang aufgezeigt werden.

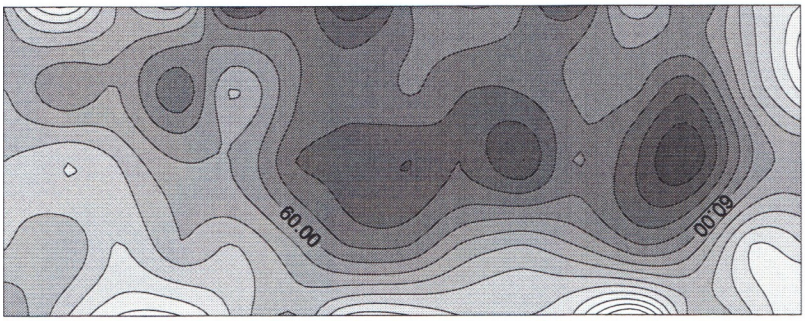


Bild 4.3: Beispiel eines Konturplots zu Beschreibung des Verbundgrades, aus [Par01]

Bruchmechanische Kenngrößen und Nachbruchverhalten

Über Untersuchungen zur Bestimmung bruchmechanischer Kenngrößen und zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens von Mörtelfugen wird in der vorliegenden Literatur nur vereinzelt berichtet. Die vorliegenden Untersuchungen sind im Folgenden zusammengefasst. Eine Übersicht über die wesentlichen Literaturkenngrößen liefert Tabelle 4.1. Dabei wurden zur einfacheren Identifikation die Stein- und Mörtelbezeichnungen aus den Literaturstellen übernommen.

VAN DER PLUIM bestimmte in [Plu99] vollständige Last-Rissaufweitungskurven in zentrischen Haftzugversuchen an planmäßig ungekerbten Proben. Der Streubereich der Untersuchungsergebnisse ist verhältnismäßig groß. Dies ist vermutlich auf die ausführungsbedingten Fehlstellen im Verbund (Schwinden des Mörtels im Steinrandbereich) zurückzuführen, siehe Bild 4.2. Vergleichende Biegezugversuche an Mauerwerkpfeilern, bei denen der Einfluss des Randschwindens durch nachträgliche Sägeschnitte minimiert wurde, zeigen deutlich höhere Werte. Hierauf werden auch i. W. die unterschiedlichen Bruchenergien bei den unterschiedlichen Prüfverfahren zurückgeführt. Über eine geometrische Abschätzung kommt VAN DER PLUIM zu dem Schluss, dass die Verbundfläche in einem Wand- bzw. balkenförmigen Prüfkörper rd. 1,7 mal so groß ist wie bei den zentrischen Zugversuchen und damit auch die Biegezugfestigkeit und Bruchenergie. Als weitere Ursachen, mit jedoch deutlich geringerem Einfluss, werden eine größere mittlere Rissbreite bei Versuchsende und Reibung in den Auflagern beim Biegeversuch genannt. Bei dem in Tabelle 4.1 angegebenen E-Modul für die Kombination Kalksandstein / Dünnbettmörtel wurden aufgrund der geringen Fugendicke die Verformungsmessungen nicht wie bei den anderen Prüfkörpern ausschließlich über die Mörtelfuge sondern auch über einen Teilbereich des Kalksandsteins durchgeführt. Die Korrektur der Messwerte über die Messlängenbereiche und den E-Modul des Kalksandsteinmaterials (12800 N/mm²) liefert E-Moduln der Verbundfuge in Abhängigkeit der Fugendicke von 727-1948 N/mm². Diese Werte erscheinen im Vergleich zu den eigenen Untersuchungen, siehe Abschnitt 4.3, verhältnismäßig niedrig.

In [Lou02] wird über Untersuchungen von LOURENCO analog zu den Versuchen von VAN DER PLUIM berichtet. Ein Großteil der Versuche konnte nicht über die Maximallast hinaus geregelt werden. Die deutlich höheren Verbundfestigkeitswerte gegenüber den Werten aus [Plu99] werden in [Lou02] darauf zurückgeführt, dass bei der Prüfkörperherstellung mehrere Proben aneinander gestellt wurden, um das Randschwinden zu minimieren.

PARK führte Biegeversuche an gekerbten 2-Stein-Prüfkörpern aus Vormauerziegeln und unterschiedlichen Normalmörteln mit vermörtelten Stoßfugen durch, die über die Rissöffnung an der Probenunterseite geregelt wurden. Weiterhin wurden bruch-

mechanische Kennwerte an Mörtelprismen und Lagerfugenmörtelproben ermittelt. Die Versuche an den Verbundprüfkörpern wurden nach Ansätzen der LEBM für geschichtete Materialien mit dem Modell des Grenzflächenrisses von SUO UND HUTCHINSON [Hut90] ausgewertet. Der E-Modul wurde aus den Versuchen an den Verbundprüfkörpern berechnet. Die komplexen Spannungsintensitätsfaktoren wurden in [Par01] unter Ansatz der E-Moduln an Lagerfugenmörtelproben (zwischen rd. 5000 N/mm² und 10000 N/mm²) und unter der Annahme eines E-Moduls der Mauersteine von E_u = 17000 N/mm² ermittelt. Auffällig ist hierbei, dass der an den Verbundprüfkörpern ermittelte E-Modul deutlich größer ist als der am Mauermörtel bestimmte, und auch größer als der für die Mauersteine angenommene E-Modul. PARK kommt aufgrund seiner Auswertungen zu dem Schluss, dass bei den durchgeführten Versuchen die Rissablenkung infolge der unterschiedlichen elastischen Eigenschaften von Mauerstein und Mauermörtel klein ist und hierdurch die Betrachtung nach der klassischen Bruchmechanik für homogene Materialien möglich ist. Dies ist u. a. auch daran erkennbar, dass der imaginäre im Vergleich zum reellen Anteil der komplexen Zahlen klein ist.

Zusätzlich wurde für einige Versuchsserien aus den Last-Rissöffnungskurven die Bruchenergie ermittelt. Die in [Par99] analytisch ermittelten Last-Rissöffnungskurven unter Verwendung eines modifizierten, auf der LEBM basierenden Ansatzes von JENQ UND SHAH [Jen85] lieferten eine zutreffende Annäherung an die experimentellen Ergebnisse.

In [Kic00] beschreibt KICKLER Untersuchungen zur Ermittlung der kritischen Spannungsintensitätsfaktoren K_{Ic} für unterschiedliche Prüfkörpergeometrien an Kalksandsteinen mit Dünnbettmörtel für reine Biegebeanspruchung und eine kombinierte Biege- / Schubbelastung. Die Untersuchungen zeigen deutlich abnehmende Biegezugfestigkeitswerte bei zunehmender Prüfkörpergröße. Die bruchmechanische Auswertung der experimentellen Untersuchungen erfolgt analog zu PARK nach der Theorie der Grenzflächenrisse. Der imaginäre Anteil des Spannungsintensitätsfaktors wurde dabei nicht angegeben, siehe Tabelle 4.1. Als kritisch für die Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik ist anzusehen, dass die kritischen Energiefreisetzungsraten unter Einbezug auch der kombinierten Belastungsversuche mit einem Faktor >3 deutliche Unterschiede aufweisen. Eine Bewertung nach dem in Abschnitt 3 verwendeten Verfahren zur Anwendbarkeit der LEBM ist nicht möglich, da die Bruchenergie nicht ermittelt wurde. Die von VAN DER PLUIM angegebene Bruchenergie für die Materialkombination Kalksandstein / Dünnbettmörtel ist i. M. um rd. zwei Zehnerpotenzen höher als die kritische Energiefreisetzungsrate nach [Kic00].

Untersuchungen an Lochsteinen, bei denen die Verzahnung der Mörteldorne durch den Verdübelungseffekt die bruchmechanischen Eigenschaften und das Nachbruchverhalten beeinflussen, liegen bislang nicht vor.

Tabelle 4.1: Literaturübersicht über bruchmechanische Kennwerte zum Verbundverhalten Mauerstein / Mauermörtel

Stein	Mörtel	Quelle	f_t (f_{fl})	E	G_F^I	G_{Ic}	K_{Ic}	K_{1c} + i K_{2c}
-	-	-	N/mm²	N/mm²	N/m	N/m	N/mm$^{-3/2}$	
sm-VE	1:2:9	[Plu99]	0,22	610	7,8	-	-	-
	1:½:4½		0,13	670	4,2			
sm-RIJ	1:1:6		0,19 [2)]	-	8,7 [2)]			
wc-JO90	1:2:9		0,30	2900	11,5			
	1:1:6		0,40 0,58 [2)]	2370	5,6 11,7 [2)]			
	1:½:4½		0,50	6000	6,8			
wc-JO96	1:2:9		0,54	5653	7,8			
	1:2:12		0,37	6198	9,0			
	1:2:9		0,15	2439	2,0			
	1:2:12		0,39	7991	2,6			
	1:1:6		0,43	5670	5,1			
	1:1:6		0,24	3785	2,6			
	1:1:6		0,13	1981	1,1			
hswc-JOK	TLM		2,24	4402	17,1			
CS-brick90	1:1:6		0,23 [2)]	-	4,2 [2)]			
CS-block95	TLM		0,33 0,39 [2)]	7990 [3)]	3,3 7,5 [2)]			
CS-block95	TLM		0,50	6930 [3)]	10,1			
			0,42	8469 [3)]	7,2			
MBI	fmGPM		0,73	8040	11,3			
SV	1:3	[Lou02]	2,06	-	8,1	-	-	-
	1:4		2,25		7,8			
	1:2:9		1,93		-			
RICHTEX	PC	[Par99] [Par01]	2,20 [1)]	19870 [5)]	9,1	-	9,0	6,98 – i 0,60
	PCL		1,99 [1)]	13697 [5)]	9,2		8,0	5,77 – i 0,63
	PCA		3,33 [1)]	19232 [5)]	16,9		13,1	11,1 – i 0,65
	PCAA		2,32 [1)]	17740 [5)]	11,2		9,5	7,35 – i 0,63
	PCB		1,49 [1)]	13572 [5)]	-		6,2	4,25 – i 0,51
	PCS		2,15 [1)]	14220 [5)]			8,8	7,03 – i 0,51
	PCLS		1,28 [1)]	17872 [5)]	3,0		5,2	4,04 – i 0,35
	MCA		1,16 [1)]	14999	-		5,1	-
	MCB		0,66 [1)]	8460			3,0	
	MCC		0,99 [1)]	15016			3,9	
KS	DM	[Kic00]	0,44 [1)]	13640 / 7000 [4)]	-	0,095	1,05	0,85
			0,31 [1)]			0,093	1,04	0,84
			0,16 [1)]			0,050	0,77	0,62

1) aus Biegezugversuchen an gekerbten Prüfkörpern. Die Biegezugfestigkeitswerte beziehen sich auf den Nettoquerschnitt und wurden in den Literaturstellen teilweise nicht angegeben. Die Ermittlung erfolgte aus den angegebene Maximallasten und den Prüfkörpergeometrien.
2) aus Biegezugversuchen an ungekerbten Prüfkörpern
3) aus Messstrecke über Kalksandstein und Dünnbettmörtelfuge (Messlänge 30 mm)
4) E-Modul für KS-Material / E-Modul für Dünnbettmörtel
5) für den reinen Mörtelprüfkörper lag der E-Modul zwischen rd. 5000 und 10000 N/mm², der E-Modul des Mauersteins wurde in [Par01] zu rd. 17000 N/mm² angenommen

4.2 Verwendete Materialien und durchgeführte Untersuchungen

4.2.1 Verwendete Materialien

Die Untersuchungen zum Verbundverhalten unter Zugbeanspruchung und / oder unter Scherbeanspruchung (siehe Abschnitt 5) bzw. zum Biegetragverhalten von Mauerwerk (siehe Abschnitt 6) wurden mit unterschiedlichen Normalmörteln (NM) und Dünnbettmörteln (DM) in Kombination mit ausgewählten Mauersteinen (Anhang A) durchgeführt. Folgende Stein-Mörtelkombinationen wurden untersucht:

- KSd – DMa
- KSe – DMb, NMa[1)]
- PPc – DMc
- HLzb – DMd
- VMzc, KHLzd – NMb

1) für Nachversuche an Mauerwerkwänden senkrecht zur Lagerfuge wurde eine weitere Charge des Mörtels verwendet, die mit NMa´ bezeichnet ist.

Die Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze des Verbundverhaltens beschränkt sich i. W. auf die Kombinationen mit Kalksandsteinen, da die hierfür durchgeführten Wandversuche numerisch simuliert wurden und systematisch auch der Versagensfall Fuge untersucht wurde.

Sowohl bei den verwendeten Dünnbettmörteln als auch bei den Normalmörteln handelt es sich um handelsübliche, auf die Steineigenschaften abgestimmte Werktrockenmörtel.

4.2.2 Bestimmung der Mörteleigenschaften

Die verwendeten Mauermörtel wurden unter Beachtung der Mischvorschriften und sonstiger Herstellerangaben (Hinweise auf dem Gebinde) gemischt. Die Wasserzugabe wurde bei den einzelnen Mischungen so eingestellt, dass eine verarbeitungsgerechte und jeweils annähernd gleiche Konsistenz bei den einzelnen Mischungen erreicht wurde. Die Dünnbettmörtel wurden mit einem Quirl, die Normalmörtel in einem Zwangsmischer gemischt.

An den verwendeten Mauermörteln wurden jeweils die wesentlichen Frisch- und Festmörteleigenschaften nach den entsprechenden Normen bestimmt. Die Bestimmung der Festmörteleigenschaften erfolgte zum Zeitpunkt der Untersuchungen an den Verbundprüfkörpern bzw. den Bauteilversuchen.

Zur Identifizierung von Unterschieden bei den einzelnen Mischungen und der Streuung der Versuchsergebnisse wurde bei jeder Mischung zusätzlich die Haftscherfestigkeit analog DIN 18 555-5 bestimmt. Bei den Dünnbettmörteln DMa und DMb sowie bei dem Normalmörtel NMa, die in Kombination mit Kalksandsteinen vermauert wurden, wurden hierfür Kalksand-Referenzsteine nach DIN 1053-1 verwendet. Beim Normalmörtel NMb erfolgten die Prüfungen mit den jeweiligen NF-formatigen Vormauerziegeln. Bei den weiteren Stein-Mörtelkombinationen (PPc und HLzc) wurde auf diese Untersuchungen verzichtet, da bei den Mauerwerk-Biegezugversuchen mit Steinversagen zu rechnen war.

Die Untersuchungen an Verbundprüfkörpern und die Wandversuche wurden bei den Dünnbettmörteln i. d. R. ab einem Mindestalter von 14 Tagen und bei den Normalmörteln von 28 Tagen durchgeführt. Ab diesem Prüfalter ist mit keiner weiteren deutlichen Veränderung der Verbundfestigkeit zu rechnen. Die Untersuchungsergebnisse des Dünnbettmörtels zeigen zwar tendenziell noch eine geringe Festigkeitssteigerung mit höherem Prüfalter, diese liegen jedoch auch im Streubereich der Einzelwerte der einzelnen Mischungen.

In Tabelle 4.2 sind die Mittelwerte und die Streubereiche der Druck- und Haftscherfestigkeit zusammengefasst. Tabelle C1 (Anhang C) enthält eine Übersicht über alle Frisch- und Festmörtelkennwerte der einzelnen Mischungen.

Tabelle 4.2: Übersicht über die Druckfestigkeit und Haftscherfestigkeit (Mittelwerte) der verwendeten Mauermörtel (n – Anzahl der Versuchsserien)

Stein / Mörtel	f_c			c_0		
	n	MW [min…max]	v	n	MW [min…max]	v
	-	N/mm²	%	-	N/mm²	%
KSd / DMa	3	16,5 [15,9..17,6]	5,6	3	0,81 [0,77..0,86]	5,9
KSe / DMb	13	16,4 [14,2..20,3]	10,3	13	1,05 [0,83..1,35]	15,7
KSe / NMa	10	13,7 [8,7..16,7]	21,4	9	0,59 [0,48..0,72]	16,3
KSe / NMa´	3	8,0 [7,5..8,5]	6,3	3	0,66 [0,51..0,77]	20,5
PPc / DMc	10	18,1 [15,2..20,8]	9,2	-		
HLzb / DMd	3	17,9 [16,9..19,4]	7,3	-		
VMzc /NMb	16	8,5 [5,4..10,7]	15,6	13	0,58 [0,50..0,76]	12,7
KHLzd - NMb				10	0,54 [0,40..0,69]	16,4

Im Allgemeinen liegen die Streuungen der Versuchsergebnisse innerhalb einer Stein-Mörtelkombination im baustofftypischen Bereich, wobei die Druckfestigkeiten der einzelnen Normalmörtel auffällig breite Wertebereiche aufweisen. Die Mörteldruckfestigkeit ist jedoch für die Mauerwerkbiegezugfestigkeit von untergeordneter Bedeutung.

4.2.3 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten

Versuchsprogramm

Eine Übersicht über die durchgeführten Untersuchungen zum Verbundverhalten unter Zugbeanspruchung liefert Tabelle 4.3. Die Durchführung der Untersuchungen wird im Folgenden beschrieben.

Tabelle 4.3: Versuchsprogramm Verbundverhalten unter Zugbeanspruchung

Stein	h_m in M.-%	Mörtel	Haftzugversuche		Biegeprüfung Prisma			Biegeprüfung Balken		
			Prüfkörper	n	n			Fuge	n	
					a/h				a/d	
					0	0,25	0,5		0	0,25
KSd	rd. 4	DMa	Zylinder [1]	6	6	6	6	LF	6	-
KSe		DMb	Zylinder [2]	5	3	12	-	LF	5	
								SF	5	
		NMa	Zylinder [2]	5	-			LF	5	
								SF	5	
KSf		DMb	Steinhälften	5	-			LF	5	5
PPc	rd. 50	DMc	Zylinder [2]	12	-			SF	5	5
VMzc	rd. 0	NMb	Steinhälften	5	-			LF	9	5
								SF	4	-
KHLzd		NMb	Steinhälften	5	-			LF	10	4
								SF	5	-

1) Durchmesser 80 mm
2) Durchmesser 100 mm

Haftzugversuche an Zylindern und an Mauerstein-Prüfkörpern

Bei den Versuchsserien mit Kalksand-Vollsteinen und Porenbeton wurden die Zugspannungs-Dehnungslinien bis zur Maximallast in zentrischen Haftzugversuchen an jeweils 2 aus den Steinen herausgebohrten, aufeinander gemörtelten Zylindern bestimmt, siehe Bild 4.4. Während der Versuche wurden die Längsverformungen über die Fuge mit anklemmbaren Wegaufnehmer DD1 (Messlänge 50 mm) bestimmt.

Bei den Lochsteinen sowie auch bei den NF-formatigen Mauerziegeln wurde die Haftzugfestigkeit an zwei gegenläufig aufeinander gemauerten Steinhälften bestimmt.

Die Versuchsdurchführung erfolgte analog zu den Zugversuchen an den Mauersteinen, siehe Abschnitt 3.2.5. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde so gewählt, dass die Maximallast i. d. R nach rd. einer Minute erreicht wurde.

Zusätzlich durchgeführte verformungsgeregelte Zugversuche zur direkten Bestimmung der vollständigen Zugspannungs-Rissöffnungskurven, siehe [Bra06a], zeigten die Problematik, dass die Verformungen in der Fuge für die Maschinenregelung zu gering waren. Dieser Ansatz wurde daher nicht weiter verfolgt.

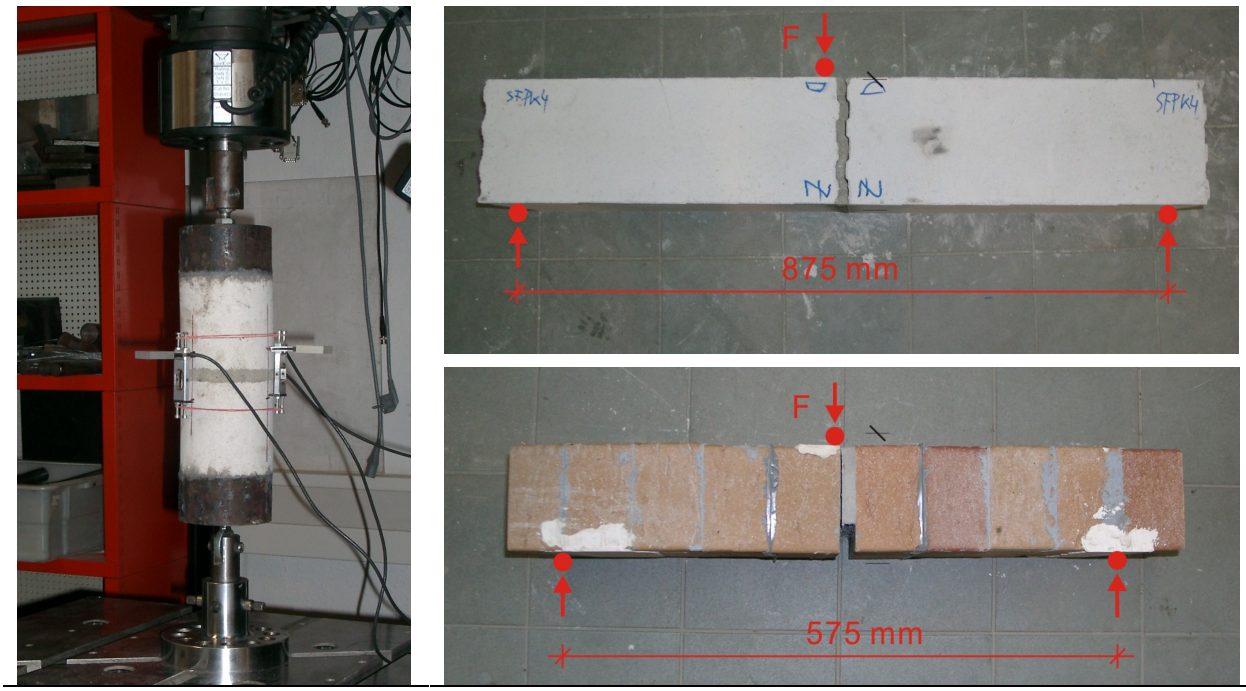


Bild 4.4: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Haftzugfestigkeit (links)
Prüfkörper zur Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit (oben: KSe / NMa Stoßfugen ungekerbt, unten: KHLz / NMb Lagerfugen gekerbt)

Dreipunkt-Biegeversuche an gekerbten und ungekerbten Prismen

Für die Kombinationen Kalksandstein / Dünnbettmörtel wurden analog zu den Untersuchungen an den Mauersteinmaterialien Dreipunkt-Biegeversuche (Stützweite l_S = 200 mm) an ungekerbten und gekerbten Prismen (220 x 40 x 40 mm³) mit einer Dünnbettmörtelfuge in Prüfkörpermitte durchgeführt. Hierzu wurden aus den Mauersteinen Prismen mit der halben Prüfkörperlänge herausgesägt. Nach Konditionierung auf den lieferfeuchten Zustand der Steine wurden diese an den Stirnseiten, die jeweils einer ursprünglichen Lagerfugenfläche entsprach, vermörtelt (Fugendicke rd. 2 mm). Das Kerben der Prismen erfolgte durch trockene Sägeschnitte unmittelbar vor der Prüfung und bei Versuchsserie KSe vergleichsweise auch durch Einbringen eines Folienstreifens bei der Prüfkörperherstellung. Die unterschiedlichen Herstellvarianten hatten keinen Einfluss auf das Versuchsergebnis. Analog hergestellte Prüfkörper mit einer Normalmörtelfuge zeigten keine ausreichende Verbundfestigkeit, die i. W. auf Schwindprozesse zurückzuführen ist.

Die weitere Prüfkörpervorbereitung sowie die Prüfung und Auswertung der Versuche erfolgte analog zu Abschnitt 3.2.2. Abweichend hiervon erfolgte die Belastung nach Aufbringen einer Vorlast von rd. 4 N mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 0,015 mm/min.

Dreipunkt-Biegeversuche an balkenförmigen Prüfkörpern

Die Durchführung der Untersuchungen bei den Versuchsserien mit Kalksandsteinen und Vormauerziegeln erfolgte i. W. um ggf. einen Zusammenhang zu den Biegezugversuchen senkrecht zu den Lagerfugen an den Mauerwerkwänden herzuleiten und mit den Untersuchungen an den Prismen zu vergleichen. Das Verbundverhalten in den Stoßfugen wurde bestimmt, da bei den Wandversuchen die vermörtelten Stoßfugen einen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten haben. Bei den Vormauerziegeln wurden zusätzlich gekerbte Prüfkörper untersucht, um den Einfluss einer zurückliegenden Verblendfuge (architektonisch gewollt, im Bauzustand oder ggf. infolge Randschwinden) zu untersuchen. Ferner sollte mit den Biegehaftzugversuchen an den gekerbten Lochstein-Prüfkörpern untersucht werden, inwiefern sich der Verdübelungseffekt auf die Bruchenergie im Vergleich zu Vollsteinen auswirkt.

Bei der Prüfkörperherstellung wurde zunächst jeweils ein Zweisteinprüfkörper aufgemauert. Um eine ausreichende Biegeschlankheit der Prüfkörper sicherzustellen, wurden an beide Seiten des Zweisteinprüfkörpers jeweils weitere Mauersteine mit einem 2-Komponenetenkleber aneinandergeklebt. Es wurde jeweils nur eine Mörtelfuge in Prüfkörpermitte angeordnet, um ein Versagen außerhalb des maximalen Momentes zu vermeiden.

Der Mörtelauftrag erfolgte praxisgerecht und analog zu einer Vermörtelung bei einem Wandprüfköper. Hierzu wurde bei der Prüfkörperherstellung für die Untersuchungen der Stoßfugen der Mörtel auf die vertikale Stirnfläche des Steines aufgetragen und der Mauerstein angesetzt.

Der Versuchsaufbau sowie die Versuchsdurchführung entsprachen i. W. den Untersuchungen an den Mauersteinen gemäß Abschnitt 3.2.5. Bild 4.4 (rechts) zeigt beispielhaft jeweils einen gekerbten und einen ungekerbten Versuchskörper. Wie auch bei den Versuchen an den Mauersteinen zeigten die ermittelten Last-Durchbiegungskurven i. d. R. eine Restlast, die zum einen auf eine geringe Überkompensation des Eigengewichtes zum anderen ggf. auch auf Reibungskräfte an den Auflagern zurückzuführen ist. Da die absoluten Lasten im Vergleich zu den Mauersteinen deutlich geringer sind, erweisen sich hier detaillierte Betrachtungen bei der Korrektur der Last-Durchbiegungskurven als erforderlich.

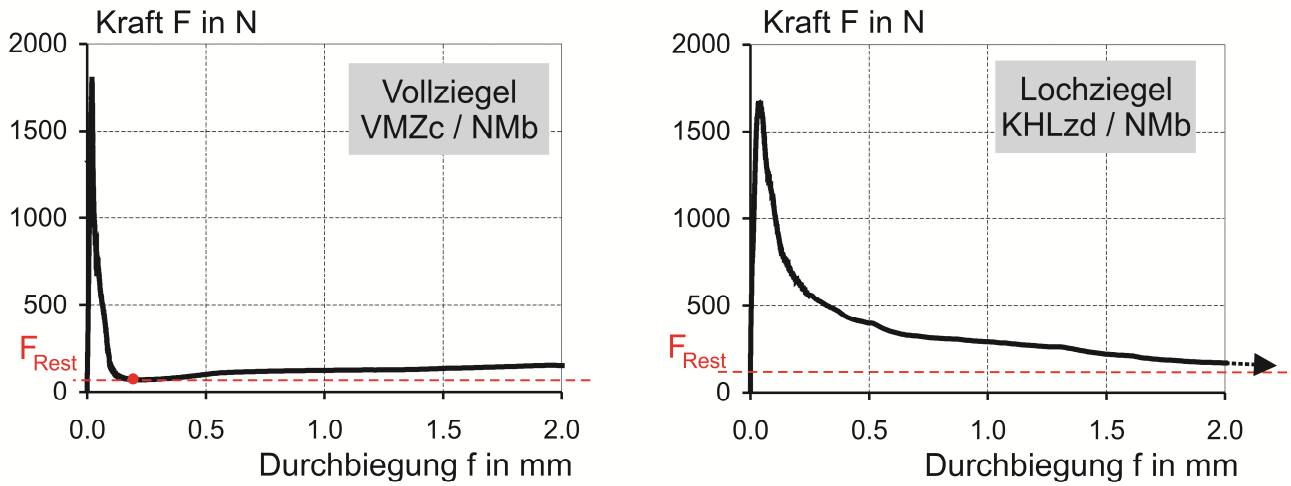


Bild 4.5: Typische Last-Durchbiegungskurven im Dreipunktbiegeversuche für Verbundprüfkörper mit Voll- und Lochziegeln

In Bild 4.5 sind zwei typische Lastverformungskurven für Vollsteine und Lochsteine dargestellt, ermittelt bei den Versuchsserien mit Vormauerziegeln. Bei der Versuchsserie mit Vollziegeln ist ein deutlich steilerer Lastabfall erkennbar mit einem anschließenden geringen Lastanstieg, der auf zunehmende Reibungskräfte bei zunehmender Durchbiegung zurückzuführen ist. Die Korrektur der Last-Durchbiegungskurven erfolgte durch Verschieben der Last-Durchbiegungskurve um den Betrag F_{Rest}. Bei den Lochziegeln ist aufgrund der Verdübelungswirkung der Mörteldorne ein deutlicher langsamerer Lastabfall erkennbar. Analog zu den Vollziegeln ist jedoch auch hier mit einer Zunahme der Reibungskräfte an den Auflagern zu rechnen. Da die verformungsabhängige Lastzunahme jedoch unbekannt ist, erfolgte die Kraftkorrektur analog Abschnitt 3 über den Endwert, gegen den die Kurve konvergiert.

4.2.4 Inverse Bestimmung von Stoffgesetzen durch numerische Simulation

Die Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze auf Grundlage numerischer Optimierungsrechnungen erfolgte zunächst für die untersuchten Biegezugversuche an Prismen aus Kalksandsteinen und Dünnbettmörtel. Hierzu konnte das in Abschnitt 3 beschriebene Modell und Verfahren verwendet werden. Da die zentrischen Haftzugversuche gezeigt haben, dass der E-Modul der Verbundfuge annähernd dem Kalksandsteinmaterial entspricht (siehe Abschnitt 4.3.2), musste die Mörtelfuge nicht explizit im Modell abgebildet werden, vgl. auch Abschnitt 4.4.2.

In den Simulationsrechnungen wurden die Bruchenergie und die Form der Spannungsrissöffnungskurve variiert. Bei der Versuchsserie KSd musste zusätzlich der E-Modul des Kalksandsteinmaterials (und damit auch des Dünnbettmörtels) angepasst werden, um den ansteigenden Belastungspfad der Last-Durchbiegungskurve besser

beschreiben zu können. Die Haftzugfestigkeit wurde entsprechend der Haftzugversuche angesetzt. Unter Ansatz der ermittelten Stoffgesetze wurden anschließend die ungekerbten Prismen numerisch simuliert und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Für die Versuchsserie KSe / DMb wurden die Berechnungen ferner mit einem an das multi-lineare Stoffgesetz angepassten exponentiellen Entfestigungsverlauf (bei gleicher Anfangssteigung) durchgeführt. Dies erfolgte vor dem Hintergrund, dass in dem für die Wandversuche verwendeten Stoffgesetz bei Abbildung des Scherversagens nur eine kombinierte exponentielle Beschreibung des Zugversagens möglich ist.

Da für die Stein-Mörtelkombination KSe / NMa keine Biegezugversuche an Prismen durchgeführt werden konnten, siehe Abschnitt 4.2.3, aber ein entsprechendes Stoffgesetz für die numerische Simulation der Wandversuche erforderlich ist, wurden die Biegehaftzugversuche an balkenförmigen (ungekerbten) Prüfkörpern simuliert und die Bruchenergie des exponentiellen Stoffgesetzes variiert, bis eine zutreffende Übereinstimmung zwischen Versuch und Nachrechnung erzielt wurde. Die Steifigkeit und Zugfestigkeit der Verbundfuge wurden aus den zentrischen Zugversuchen ermittelt.

4.3 Untersuchungsergebnisse

4.3.1 Übersicht über die Untersuchungsergebnisse

Die Tabelle C2 enthält die Ergebnisse der zentrischen Haftzugversuche. Die ermittelten Zugspannungs-Dehnungslinien sind in Bild C1 dargestellt.

Die Ergebnisse der Biegezugversuche an den gekerbten und ungekerbten Prismen sind in der Tabelle C3 und die der Balken in den Tabellen C4 und C5 enthalten. Angegeben sind jeweils die Mittelwerte, der kleinste und der größte Einzelwert sowie die Variationskoeffizienten der Biegezugfestigkeit und der Bruchenergie. Die Bilder C4 bis C13 zeigen die experimentell und numerisch ermittelten Last-Durchbiegungskurven.

In Bild 4.6 sind charakteristische Bruchbilder in der Verbundfuge für ausgewählte Stein-Mörtelkombinationen dargestellt. Für Kalksandsteine mit Normalmörtel sind anhand des Bruchbildes deutliche Unterschiede im Grad der Verbundfestigkeit zu erkennen. Der erkennbare äußere Ring mit einer Breite von rd. 1 cm und einem Versagen in der Kontaktzone weist auf eine niedrigere Verbundfestigkeit als im Kernbereich mit Mörtelversagen hin. Analog zu VAN DER PLUIM entspricht dies näherungsweise einer Nettoverbundfläche von rd. 65 %. Durch das mehrfache Umwickeln der Prüfkörper mit Folie nach der Herstellung konnte das Randschwinden zwar reduziert aber nicht verhindert werden. Die im äußeren Ring anhaftenden Mörtelpartikel zeigen, dass die effektive Verbundfläche größer als 65 % und von einer abgestuften Verbundkraft-

übertragung analog [Par01] auszugehen ist, die zu einer größeren effektiven Verbundfläche führt. Eine exakte Vermessung der Prüfkörper erfolgte nicht. Bei den Vormauerziegeln waren an den Mauersteinen augenscheinlich keine Unterschiede in Bezug auf den anhaftenden Anteil von Mörtelpartikeln zu erkennen. Der Mauermörtel zeigt im Randbereich (< rd. 5 mm) jedoch eine hellere Färbung, die ebenfalls auf eine Beeinflussung des Verbundgrades hindeutet. Es kann nur vermutet werden, dass die beobachteten Effekte zum einen auf das unterschiedliche Saugverhalten der Mauersteine, sowohl bei den Loch- als auch bei den Vollziegeln handelte es sich um Mauersteine mit einer sehr geringen Wasseraufnahme, zum anderen auch auf die hierauf abgestimmten Mauermörtel zurückzuführen sind. Beim Dünnbettmörtel ist das Versagen sowohl bei den Vollsteinen als auch bei den Lochsteinen immer im Mörtel aufgetreten. Bei den Kleinprüfkörpern war keine Beeinträchtigung der Verbundfestigkeit im Randbereich erkennbar. Bei den Lochsteinen ist jedoch auch beim Dünnbettmörtel eine deutliche Ausbildung von Mörteldornen erkennbar.

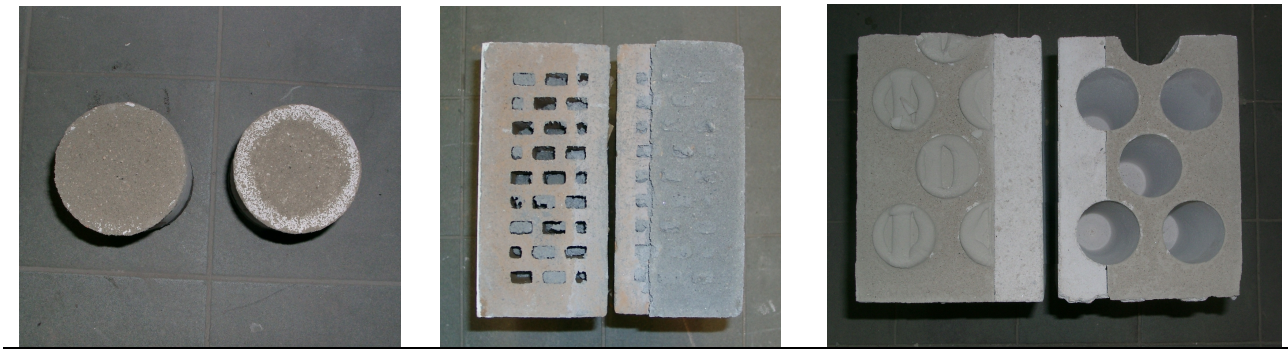


Bild 4.6: Charakteristische Verbundflächen für KSe / NMa (links, Haftzugversuche), KHLzd / NMb (Mitte, Biegehaftzugversuche gekerbt), KSf / DMa (rechts, Biegehaftzugversuche gekerbt)

4.3.2 Eigenschaften und Besonderheiten der unterschiedlichen Materialien

Kalksandsteine mit Dünnbettmörtel und Normalmörtel

Der Vergleich der an den Verbundprüfkörpern mit Dünnbettmörtel ermittelten Spannungs-Dehnungslinien mit den Ergebnissen der Zugversuche am Kalksandsteinmaterial (s. Bild C1) zeigt, dass eine lineare Spannungs-Dehnungslinie unter Ansatz des E-Moduls für das Steinmaterial von rd. 10000 bis 12000 N/mm² angesetzt werden kann. Die von VAN DER PLUIM für den E-Modul des Dünnbettmörtels ermittelten Werte sind mit rd. 750 N/mm² bis 2000 N/mm² deutlich geringer.

Die Spannungs-Dehnungslinien der Verbundprüfkörper mit Normalmörtel zeigen einen ausgeprägt nichtlinearen Verlauf. Für die weiteren numerischen Berechnungen wurde

aufgrund der im FE-Programm implementierten Stoffgesetze ein linearer Zusammenhang verwendet. Der angesetzte E-Modul der Verbundfuge von 1050 N/mm² liefert den in Bild C1 dargestellten Zusammenhang eines Verbundprüfkörpers bei einer Fugendicke von 12 mm (Messlänge 50 mm) und stellt eine vertretbare Näherung dar. Mit diesem Wert kann auch die Steifigkeit der Torsionsprüfkörper zutreffend beschrieben werden, siehe Abschnitt 5. Dieser Wert liegt im unteren Wertebereich der in Tabelle 4.1 angegebenen Werte für Normalmörtel.

Die Biegezugversuche an den vermörtelten Mauersteinen zeigten für den Verbund in den Lagerfugen und Stoßfugen mit Dünnbettmörtel nahezu keinen Unterschied. Beim Normalmörtel war die Biegehaftzugfestigkeit aufgrund der praxisnahen Vermörtelung in der Stoßfuge geringer.

Die Haftzugfestigkeit des Dünnbettmörtels in Kombinationen mit den KS-Lochsteinen entspricht bezogen auf den Nettoquerschnitt näherungsweise der Haftzugfestigkeit am Vollzylinder. Auch die Biegezugfestigkeit ist mit den Lochsteinen nur halb so groß wie mit den Vollsteinen. Die bei der Versuchsserie mit den Lochsteinen KSf ermittelte Bruchenergie ist jedoch deutlich größer als für die an den Prismen ermittelten Werte. Bild C10 zeigt deutlich den langsamen Lastabfall, der auf den Verdübelungseffekt der Mörteldorne (siehe Bild 4.6 rechts) zurückzuführen ist. Die Kerbempfindlichkeit liegt mit rd. k = 0,7 noch unter den Werten der Kalksandstein-Prismen mit rd. 0,8. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass bei den gekerbten Prüfkörpern im Gegensatz zu den ungekerbten Prüfkörpern der Rand der Vermörtelung im Bereich einer Lochreihe liegt.

Porenbetonsteine mit Dünnbettmörtel

Die Haftzug- und Biegehaftzugversuche zur Beschreibung der Verbundfestigkeit in den Stoßfugen wurden durchgeführt, da bei den Wandversuchen, siehe Abschnitt 6, festgestellt wurde, dass, auch bei vermörtelten Stoßfugen, ein Versagen in diesem Bereich beginnt. Die ermittelten Haftzugfestigkeitswerte liegen in der Größenordnung der zentrischen Zugversuche am Mauersteinmaterial, siehe Abschnitt 3, wobei das Versagen immer im Porenbeton im Grenzbereich zur Fuge auftrat. Da die Mauersteine augenscheinlich zwei unterschiedliche Oberflächen (rau und glatt) aufwiesen, wurden bei den Haftzugversuchen verschiedene Kombinationen überprüft. Dabei zeigte sich, dass die Prüfkörper, bei denen zwei glatte Oberflächen miteinander vermörtelt wurden, höhere Festigkeiten aufwiesen als die Prüfkörper mit einer oder zwei rauen Oberflächen. Hieraus kann gefolgert werden, dass der Porenbeton an der Seite der rauen Oberfläche eine geringere Oberflächenzugfestigkeit aufweist als an der glatten Oberflächenseite. Es kann nur vermutet werden, dass dies auf den Herstellungsprozess (Treibrichtung, Schneiden) zurückzuführen ist. Bei den Biegehaftzugversuchen wurden jeweils 2 unterschiedliche Stirnflächen miteinander vermörtelt. Dass die mittlere Biegehaftzugfestigkeit der

ungekerbten Prüfkörper sogar unterhalb der zentrischen Haftzugfestigkeit der vergleichbaren Prüfkörper liegt, kann bruchmechanisch nicht erklärt werden. Die Ursache liegt vermutlich in der Ausführung der Stoßfugenvermörtelung, da die Bruchflächen nicht ausschließlich im Grenzbereich des Porenbetons sondern auch bereichsweise in der Grenzschicht von Porenbeton und Dünnbettmörtel lagen. Die anhand der gekerbten Proben ermittelte Bruchenergie von 5,6 N/m liegt in der Größenordnung der an den Porenbeton-Prismen ermittelten Bruchenergie von 4,2 N/m (siehe Abschnitt 3). Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei den numerischen Berechnungen der Porenbetonwände, siehe Abschnitt 6, auch bei einer Verbundfestigkeit, die größer als die Porenbetonzugfestigkeit ist, eine Abminderung der übertragbaren Zugspannungen in der Stoßfuge zu berücksichtigen ist, und zwar sowohl in Folge einer verringerten Oberflächenzugfestigkeit als auch beeinflusst durch die Ausführungsqualität.

Vormauerziegel mit Normalmörtel

Die zentrische Haftzugfestigkeit ist bei den Lochziegeln geringfügig größer als bei den Vollziegeln. Die Biegehaftzugversuche an den ungekerbten Proben (Lagerfugen) liefern für die erste Versuchsserie annähernd die gleichen Werte für beide Steinarten. Die zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit der Ergebnisse untersuchte zweite Versuchsserie liefert im Gegensatz zu den Lochziegeln mit annähernd gleichen Ergebnissen für die Vollziegel geringere Werte. Dies ist insbesondere vor dem Hintergrund, dass die Haftscherfestigkeits-Referenzprüfungen (s. Tabelle C1) dieser Mörtelmischung höhere Werte lieferten, nicht plausibel. Dabei ist anzumerken, dass die Streuung bei dieser Versuchsserie sehr groß ist. Analog zum Kalksandsteinmauerwerk zeigen die Versuche mit den Lochsteinen einen deutlich langsameren Lastabfall nach Erreichen der Maximallast, der sich auch in der Bruchenergie der gekerbten Proben widerspiegelt.

Eine Kerbempfindlichkeit ist bei den vorliegenden Untersuchungsergebnissen nicht eindeutig zu identifizieren. Die gekerbten Proben mit Lochziegeln liefern sogar höhere Biegezugfestigkeitswerte als die ungekerbten Proben. Es kann nur vermutet werden, dass Flankenabrisse infolge Randschwinden (siehe Abschnitt 4.3.1) auch bei den vollflächig vermörtelten Proben zu einer Kerbwirkung führen. Bei den Lochziegeln kann des weiteren die Verdübelungswirkung der Mörteldorne im Randbereich der Zugzone von gekerbten Proben dazu führen, dass höhere Zugspannungen übertragbar sind als bei den vollflächig vermörtelten Proben mit durchgehenden Außenstegen, bei denen die maximalen Zugspannungen durch Adhäsionskräfte übertragen werden. Im Vergleich dazu war bei den untersuchten Kalksandlochsteinen mit Dünnbettmörtel infolge der reduzierten Kraftübertragungsfläche und Mörtelversagen der gegenläufige Effekt zu beobachten.

4.3.3 Kennwerte der LEBM und NLBM

In Tabelle 4.4 sind die bruchmechanischen Kennwerte angegeben, die unter der Annahme eines homogenen Materials analog zu Abschnitt 3.3.2 bestimmt wurden.

Tabelle 4.4: Kennwerte der LEBM und NLBM für Verbundfugen

Stein	Mörtel	a / d	$f_{fl,net}$	f_{fl}	k	K_{Ic}	G_F^I
-	-	N/mm²			-	N/mm$^{3/2}$	N/m
KSd	DMa	0,25	0,49	0,62	0,79	1,55	2,0
		0,50	0,55	0,62	0,89	1,53	2,5
KSe	DMb	0,25	0,68	0,92	0,74	2,17	2,6
KSf		0,25	0,38	0,56	0,68	2,51	43,3
PPc	DMc	0,25	0,17	0,20	0,85	1,31	5,7
VMzc	NMb	0,25	0,39	0,44 (0,27)	0,89	2,14	1,41
KHLzd		0,25	0,57	0,44	1,30	3,05	22,9

Für Kalksand-Vollsteine mit Dünnbettmörtel sind die kritischen Spannungsintensitätsfaktoren K_{Ic} rd. doppelt so groß wie die Werte aus [Kic00], siehe Tabelle 4.1, wohingegen die Werte für die Vollziegel mit Normalmörtel im unteren Wertebereich der Ergebnisse von [Par01] liegen. Dies spiegelt sich auch in den unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten wider.

Eine Auswertung der Untersuchungsergebnisse nach dem Modell des Grenzflächenrisses entsprechend PARK und KICKLER erfolgte nicht, da die Anwendung der LEBM für die untersuchten Baustoffe als kritisch beurteilt wird, siehe Abschnitt 4.1.2. So ergibt auch die exemplarische Berechnung von G_{Ic} für die Kombination Kalksand-Vollsteine / Dünnbettmörtel mit einem annähernd gleichen E-Modul von Mauerstein und Mauermörtel (rd. 10.000 N/mm²) einen Verhältniswert G_{Ic} / G_F^I mit rd. 0,1 bis 0,2 deutlich kleiner als 1. Bei einer analog zu einem homogenen Material berechneten charakteristischen Länge von rd. 100 mm bis 150 mm ist die LEBM entsprechend dem Kriterium d / l_{ch} < 10 nach [Pet81] erst ab Bauteildicken von rd. 1 m anwendbar.

Für die Kombination Vollziegel / Normalmörtel ergibt sich, wieder unter der Annahme eines homogenen Materials, aufgrund des geringeren E-Moduls der Normalmörtelfuge sowie einer niedrigeren Bruchenergie und einem vergleichbaren Wert für K_{Ic} ein Verhältniswert G_{Ic} / G_F der stärker gegen 1 tendiert als bei den Versuchen mit Kalksandsteinen und Dünnbettmörtel. Es kann derzeit nur vermutet werden, dass die LEBM im Falle eines Grenzflächenrisses in der Kontaktzone, wie bei den Vollziegeln mit Normalmörtel zu beobachten, eher anwendbar sein wird als bei Mörtelversagen, das bei den Dünnbettmörtelversuchen zu beobachten war.

Grundsätzlich ist zu den eigenen Untersuchungen anzumerken, dass im Gegensatz zu den Versuchen von PARK, bei denen die Kerbe in Form einer Folie in der Kontaktzone ausgebildet war, bei den eigenen Versuchen die Mörtelfuge zurückliegend ausgeführt wurde, so dass es sich nicht um eine Kerbe im Sinne eines Grenzflächenrisses handelt. Bei den Versuchen an den Kalksandsteinprismen mit Dünnbettmörtel zeigten die eigenen vergleichenden Versuche keinen Unterschied. Um allgemeingültige Aussagen zu treffen, sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Die ermittelten Bruchenergien liegen für die Kombination Vollziegel / Normalmörtel im unteren Wertebereich der Literaturergebnisse, die Werte für Kalksandvollsteine / Dünnbettmörtel geringfügig darunter. Die Prüfkörper mit Lochsteinen liefern deutlich größere Werte für die Bruchenergie, die auf die Verdübelungswirkung der Mörteldorne zurückzuführen sind. Vergleichbare Literaturergebnisse lagen bislang nicht vor.

4.3.4 Vollständige Stoffgesetze

In Tabelle C6 sind analog zu Tabelle B4 die für die in weiteren Berechnungen untersuchten Materialkombinationen bestmöglich identifizierten Lösungen zur Beschreibung der Biegeversuche mit gekerbten Proben (für die Versuchsserie KSe / NMa mit ungekerbten Proben) angegeben. Bei der Versuchsserie KSd / DMa konnte für beide Kerbtiefen annähernd das gleiche Stoffgesetz identifiziert werden, siehe auch Bild C2 (links).

Sowohl bei der Versuchsserie KSd als auch bei Versuchsserie KSe liefert die Simulation der ungekerbten Proben mit den invers bestimmten Stoffgesetzen rd. 10 % niedrigere Werte als die Versuche. Eine Anpassung der Haftzugfestigkeit in der numerischen Simulation analog Abschnitt 3.3.3 erfolgte jedoch nicht, da die Bruchebene im Gegensatz zu den Mauersteinprüfkörpern durch die Verbundfuge vorgegeben ist und daher keine unterschiedlichen Streuungen in den Haftzug- und Biegehaftzugversuchen aufgrund der Prüfkörpergeometrie zu erwarten sind. Dabei ist anzumerken, dass die Streuungen innerhalb einer Versuchsserie größer sind als die Unterschiede zwischen den mittleren berechneten und experimentell bestimmten Werten.

Der Ansatz des exponentiellen Stoffgesetzes liefert bei der Versuchsserie KSe / DMb annähernd die gleichen Ergebnisse wie die multilinearen Spannungs-Rissöffnungskurven. Für die weiteren Berechnungen in den Abschnitten 5, 6 und 7 werden daher für den Verbund in den Lagerfugen unter Haftzugbeanspruchung die in Bild 4.7 dargestellten Stoffgesetze angesetzt.

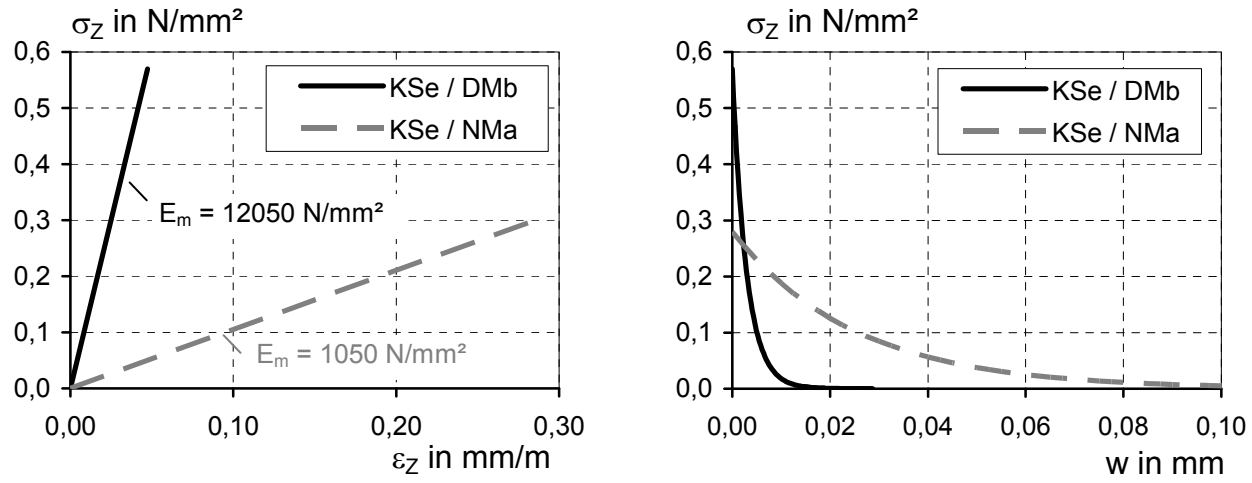


Bild 4.7: Stoffgesetz der Verbundfugen KSe / DMb und KSe / NMa

Für den Verbund in den Stoßfugen kann auf Grundlage der Versuchsergebnisse beim Dünnbettmörtel das gleiche Stoffgesetz angewendet werden wie in der Lagerfuge. Aufgrund der herstellungsbedingten niedrigeren Haftzugfestigkeit des Normalmörtels in den Stoßfugen von rd. 30 % erfolgt bei der numerischen Simulation der Wandversuche der Ansatz einer reduzierten Haftzugfestigkeit, siehe Abschnitt 6.

4.4 Analytische Untersuchungen zur Kerbempfindlichkeit und zum Dickeneinfluss

4.4.1 Kerbempfindlichkeit

Analog zu den Untersuchungen an den Mauersteinmaterialien wurde der Einfluss der Kerbtiefe auf die Kerbempfindlichkeit untersucht. Die Berechnungen wurden für balkenförmige Prüfkörper (d = 175 mm) durchgeführt, wobei die Kerbtiefe im Wertebereich a / d = 0…0,875 variiert wurde. Die Berechnungen wurden für die in Bild 4.7 dargestellten Stoffgesetze durchgeführt.

Die Berechnungsergebnisse sind in Bild C14 dargestellt und in Bild 4.8 zusammengefasst.

Die in Bild 4.8 dargestellten Kurvenverläufe entsprechen für die Kombination KSe / DMb mit einem Minimum bei a / d = 0,25 den Kurvenverläufen der Mauersteinmaterialien. Die Kerbempfindlichkeit beträgt bei a / d = 0,25 rd. k = 0,72. Die numerische Simulation der Prismen, siehe Tabelle C6, lieferte für a / d = 0,25 einen Wert von k = 0,71 / 0,75 = 0,95 (exponentielles Stoffgesetz). Die Zunahme der Kerbempfindlichkeit (k wird kleiner) mit größeren Prüfkörperabmessungen (d / l_{ch} = 0,6 bzw. 2,8 unter Ansatz des exponentiellen Stoffgesetzes mit l_{ch} = 63 mm) entspricht näherungsweise den aus Bild 3.4 (links) ablesbaren Werten.

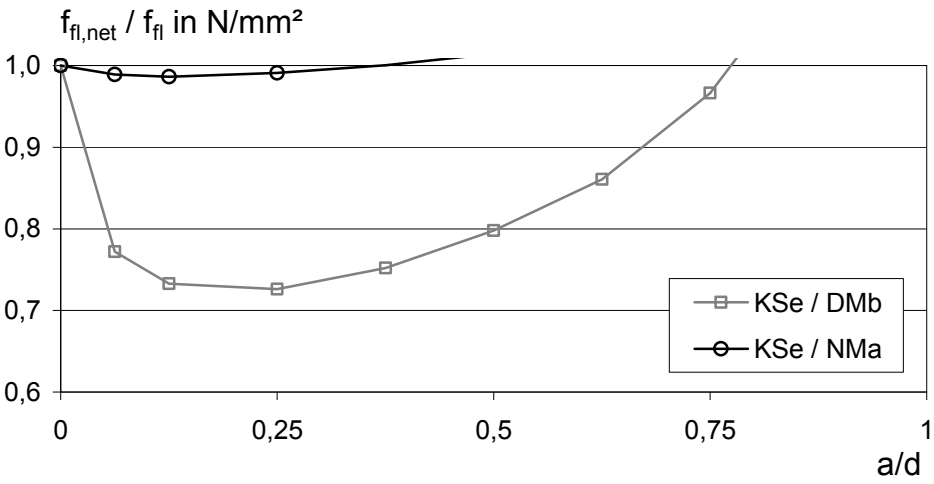


Bild 4.8: Kerbempfindlichkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe für die in Bild 4.7 dargestellten Stoffgesetze
(ermittelt für balkenförmige Prüfkörper l_S = 875 mm / d = 175 mm / b = 249 mm)

Die experimentellen Untersuchungen zeigten im Vergleich dazu auch eine größere Kerbempfindlichkeit bei den Prismen, die auf die experimentell ermittelte höhere Biegezugfestigkeit der ungekerbten Proben zurückzuführen ist. Für die Kombination KS / NM liegen keine experimentellen Untersuchungsergebnisse vor.

4.4.2 Dickeneinfluss

Analog zu Abschnitt 3.2.4 wurden zur Beschreibung des Dickeneinflusses Dreipunktbiegeversuche an ungekerbten Prüfkörpern (Höhe zwischen 0,4 mm und 10 m) numerisch simuliert. Bei der Simulation der Mauersteinmaterialien wurde das Interface-Element mit einer theoretischen Dicke von 0 (siehe Abschnitt 3.2.3) abgebildet, so dass für die Steifigkeit des Interface-Elementes E / d $\rightarrow \infty$ gilt.

Die Eigenschaften des Mörtels können geometrisch über die Steineigenschaften abgebildet werden, sofern Stein und Mörtel die gleichen elastischen Kenngrößen aufweisen. Soll das Interface-Element in einem Mesomodell die Eigenschaften der Mörtelfuge beschreiben, ist diesem eine Steifigkeit zuzuweisen. In Bild 4.9 sind die Ergebnisse von Berechnungen dargestellt, bei denen neben der Abbildung des Interface-Elementes mit einer Fugendicke von d = 0 (analog zu den Untersuchungen am Mauersteinmaterial) der Mörtelfuge eine Steifigkeit von E / d = 12050 N/mm² / 2 mm $\approx$ 6000 N/mm³ zugewiesen wurde. Mit abnehmender Prüfkörperhöhe führt das nicht geometrisch abgebildete, aber eine endliche Steifigkeit aufweisende Interface-Element als zusätzliche Zwischenschicht zu größeren Durchbiegungen und zu einer Reduzierung der Biegezugfestigkeit.

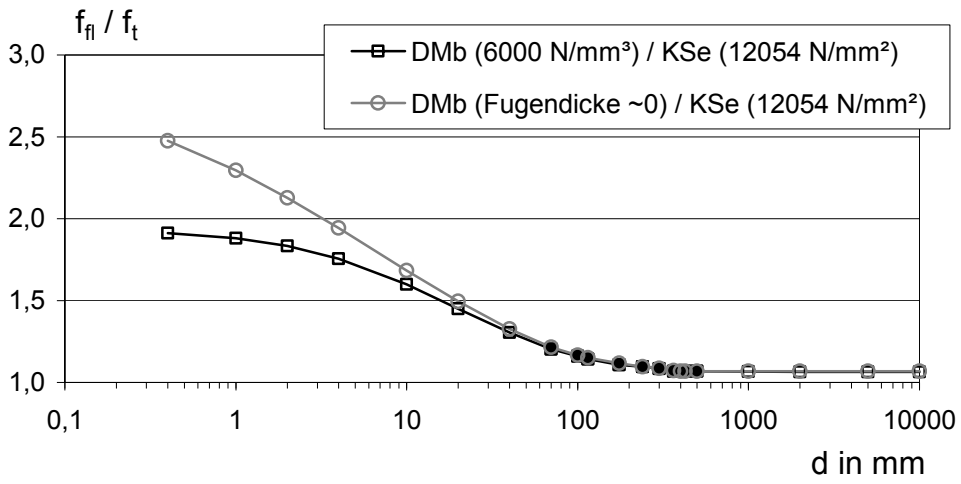


Bild 4.9: Verhältnis Zugfestigkeit / Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Prüfkörperhöhe bei unterschiedlichen Steifigkeiten der Verbundfuge KSe / DMb

Für die Stein-Mörtelkombination KSe / NMa wurden vergleichbare Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurde zum einen die Berechnung analog zum Dünnbettmörtel durchgeführt, wobei dem Interface-Element eine Steifigkeit von E / d = 1050 N/mm² / 12 mm = 87,5 N/mm³ zugewiesen wurde. Im zweiten Fall wurde die rechnerische Fugendicke des Interface-Elementes und somit die Steifigkeit an die Prüfkörpergeometrie mit einem konstanten Verhältnis $d / l_s = 12 / 875 \approx 0{,}0137$ angepasst. Zusätzlich wurden Berechnungen analog zu einem Mikromodell mit geometrischer Abbildung der Mörtelfuge von 12 mm durchgeführt, der linear-elastische Eigenschaften mit einem E-Modul von 1050 N/mm² zugewiesen wurden. Die Versagenskriterien wurden durch ein in der Mitte der Mörtelfuge angeordnetes Interface- Element abgebildet. Da bei diesem Modell die Stützweite nicht beliebig verkleinert werden kann, wurden die Berechnungen lediglich bis zu einer Stützweite von 200 mm durchgeführt.

Für die experimentell untersuchte Prüfkörpergeometrie mit h = 175 mm stimmen alle Berechnungsergebnisse überein, s. Bild 4.10. Mit zunehmender Prüfkörperhöhe beschreibt das Modell mit der konstanten Fugendicke die Mikromodellierung zutreffend. Das Modell mit größenabhängiger Fugendicke führt infolge der überproportionalen „weichen Zwischenschicht“ (siehe oben) zu einer Unterschätzung der Biegezugfestigkeit und in gleicher Weise bei kleineren Prüfkörpergeometrien zu einer Überschätzung der Biegezugfestigkeit.

Die geringfügig kleineren Werte gegenüber dem Mikromodell beim Modell mit konstanter Fugensteifigkeit sind auf den geometrisch zusätzlich als Kalksandsteinmaterial abgebildeten Bereich der Mörtelfuge zurückzuführen.

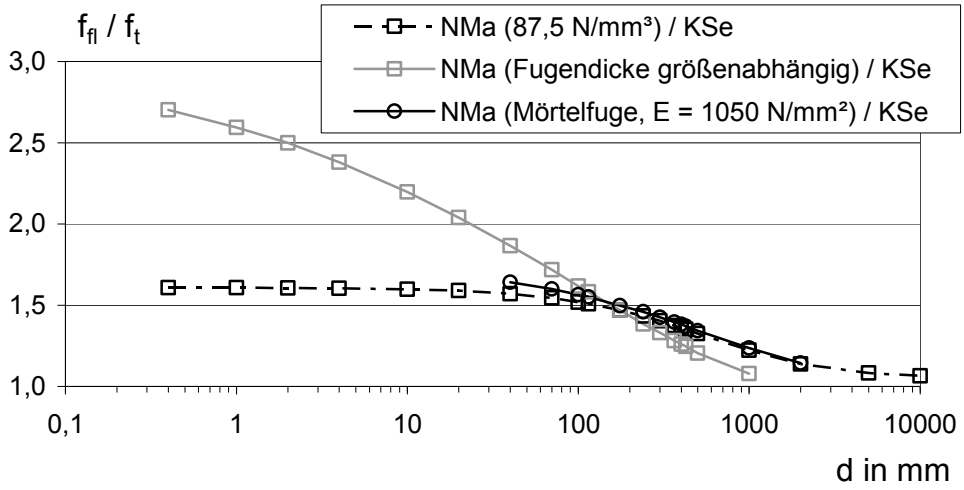


Bild 4.10: Verhältnis Zugfestigkeit / Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Prüfkörperhöhe bei unterschiedlichen Steifigkeiten der Verbundfuge KSe / NMa

Die Untersuchungen zeigen, dass bei der verschmierten Beschreibung von Mörtelfugen auch den geometrischen und elastischen Eigenschaften besondere Beachtung zu schenken ist. Dabei ist anzumerken, dass für den vorliegenden Fall im baupraktischen Bereich die Einflüsse jedoch weitestgehend vernachlässigbar sind. Auch ist der ermittelte Dickeneinfluss im baupraktischen Bereich (d = 100…495 mm) mit Verhältniswerten von f_{fl} / f_t von 1,06 bis 1,17 (Dünnbettmörtel) und von 1,34 bis 1,56 (Normalmörtel) als relativ gering anzusehen.

Auffällig ist im Vergleich hierzu bei den Versuchsergebnissen, dass die Biegezugfestigkeit an 175 mm hohen Prüfkörpern mit 1,09 N/mm² deutlich größer als bei den Prismen mit 0,92 N/mm² ist. Dies kann zunächst auf die Herstellung der Prüfkörper mit unterschiedlichen Mörtelmischungen zurückgeführt werden. Grundsätzlich sind hier weitere Versuchsreihen zur experimentellen Überprüfung der numerischen Berechnungen sinnvoll. Dabei sind jedoch ebenfalls in Abhängigkeit der Steifigkeit, Fugendicke und Praxisrelevanz gesonderte Überlegungen zur Prüfkörpergeometrie erforderlich.

4.5 Zusammenfassung

Die in diesem Abschnitt beschriebenen Untersuchungen liefern Erkenntnisse zum Tragverhalten von Mauerstein/ Mauermörtel-Verbundfugen unter Zugbeanspruchung auch über die Maximallast hinaus.

Sowohl die Dünnbettmörtel als auch die Materialkombination Vollziegel / Normalmörtel, bei denen ein Grenzflächenversagen aufgetreten ist, zeigten ein vergleichsweise sprödes Versagen. Bei der Versuchsserie KSe / NMa mit Mörtelversagen ist ein weniger sprödes Verhalten festzustellen. Infolge der Verdübelungswirkung der Mörteldorne verhält sich

Mauerwerk aus Lochsteinen sowohl bei Normalmörtel aber auch bei Dünnbettmörtel wesentlich duktiler als Vollstein-Mauerwerk.

Die Auswertung der Untersuchungen zeigt, dass eine Anwendung der LEBM bei den untersuchten Materialien und Geometrien i. d. R. nicht möglich ist. Für ausgewählte Stein-Mörtelkombinationen wurden die vollständigen Stoffgesetze als Grundlage für die weiteren numerischen Untersuchungen in den Abschnitten 5, 6 und 7 ermittelt.

Für den Normalmörtel war eine geringere Kerbempfindlichkeit als für Dünnbettmörtel feststellbar. Bei den experimentellen Untersuchungen tritt die Problematik auf, dass ein Randschwinden bereits zu einer Kerbwirkung auch bei den planmäßig vollfugig vermörtelten Prüfkörpern führt. Bei den Lochsteinen ist eine Bewertung der Untersuchungsergebnisse in dieser Form nicht möglich, da die Dübelwirkung der Mörteldorne bzw. die Fehlstellen infolge der Löcher / Kammern an der Rissspitze die Festigkeit maßgeblich beeinflussen.

Darüber hinaus wird die Verbundfestigkeit maßgebend durch die Ausführungsart / -qualität beeinflusst. Infolge unterschiedlichen Mörtelauftrags und Versetzarten der Steine sowie durch Schwindeinflüsse ist zumindest beim Mauerwerk aus großformatigen Mauersteinen die Verbundfestigkeit beim Normalmörtel in den Stoßfugen deutlich geringer als in den Lagerfugen. Bei der Versuchsserie mit Dünnbettmörtel konnte kein Unterschied festgestellt werden.

Numerische Berechnungen zeigen die Problematik bei der Beschreibung von Mörtelfugen mit Kontaktelementen und die besondere Bedeutung der elastischen in Kombination mit den geometrischen Eigenschaften. Weitere Berechnungen zeigen den Einfluss der Prüfkörperhöhe auf die Biegehaftzugfestigkeit, der im praxisüblichen Bereich für die untersuchten Stoffgesetze jedoch relativ gering ist. Die punktuell durchgeführten experimentellen Untersuchungen konnten die numerischen Ergebnisse noch nicht zufriedenstellend bestätigen. Hierzu sind weitere gezielte Untersuchungen erforderlich.

ABSCHNITT 5

MATERIALKENNWERTE DES VERBUNDES UNTER SCHERBEANSPRUCHUNG

Bei einer Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen wird im Fall von Fugenversagen das Tragverhalten maßgeblich durch das Verbundverhalten unter Scherbeanspruchung beeinflusst.

Die Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze unter Scherbeanspruchung erfolgte für ausgewählte Stein-Mörtelkombinationen mit einem neu entwickelten Prüfverfahren, bei dem Torsionsversuche an zylindrischen Prüfkörpern durchgeführt wurden.

Eine Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen führt durch das gegenseitige Verdrehen der Mauersteine der einzelnen Lagen ebenfalls zu einer Torsionsbeanspruchung in den Lagerfugen. Zur Analyse der Spannungsverteilung wurden Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten durchgeführt und mit numerischen Untersuchungen verglichen.

5.1 Einleitung, Grundlagen

5.1.1 Allgemeines

Die Beschreibung des Verbundes zwischen Stein / Mörtel und der Mörtelfugen erfolgt in dieser Arbeit auf der Mesoebene, siehe Abschnitt 4. Bei diesem Modell werden der Mörtel und die Kontaktfläche zwischen Stein und Mörtel sowie die hiermit verbundenen Versagensmechanismen verschmiert abgebildet. Die verwendeten Stoffgesetze sind in Abschnitt 5.1.2 dargestellt. Bei einer Biegebeanspruchung werden die Mörtelfugen nicht einaxial beansprucht, sondern unterliegen infolge der gegenseitigen Verdrehung der Mauersteine einer Torsionsbeanspruchung. Im Rahmen dieser Arbeit wurden Torsionsversuche an Kleinprüfkörpern mit der Zielsetzung durchgeführt, zum einen, um das Verbundverhalten in einer biegebeanspruchten Mauerwerkwand nachzustellen, zum anderen, um die Stoffgesetze des Verbundes direkt zu ermitteln. In Abschnitt 5.1.3 werden die Grundlagen zur Spannungsverteilung in torsionsbeanspruchten Körpern erläutert.

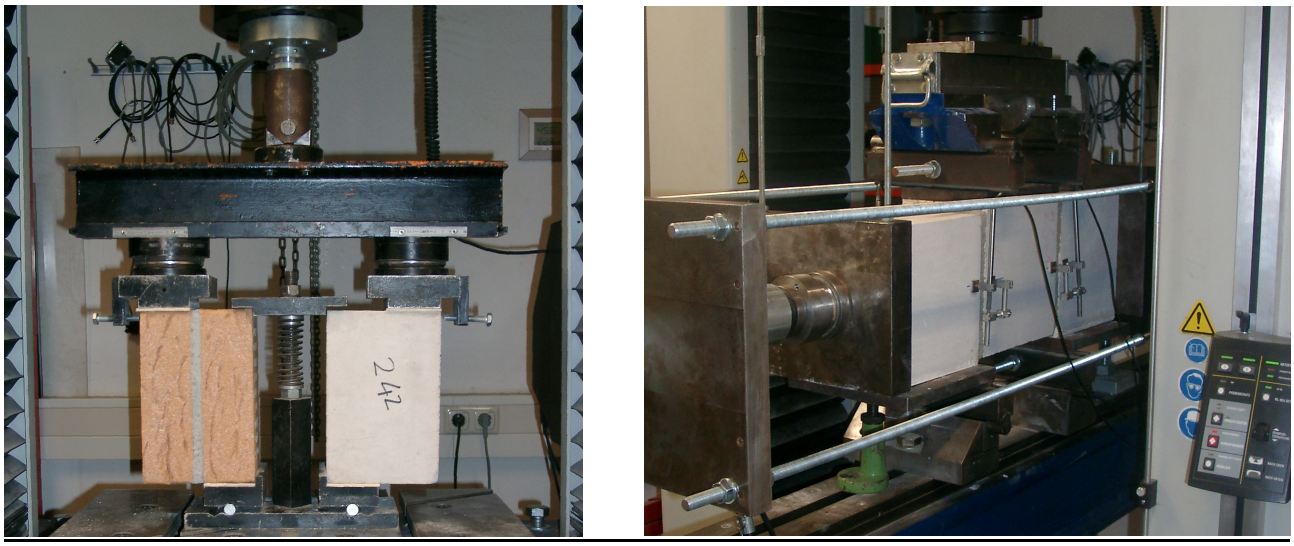


Bild 5.1: Prüfaufbauten zur Bestimmung der Haftscherfestigkeit
links: DIN 18 555-5, rechts DIN EN 1052-3

Das Verbundverhalten von Stein und Mörtel ist bei einer Scherbeanspruchung analog zur Zugbeanspruchung von zahlreichen materialbedingten Einflüssen abhängig, siehe u. a. [Sch87] und [Bra06]. Die wesentlichen Einflussgrößen wurden in Abschnitt 4 aufgeführt. Zur Prüfung des Verbundverhaltens unter einaxialer Scherbeanspruchung wurden diverse Prüfverfahren entwickelt, die sich in Prüfkörperaufbau und Art der Beanspruchung / Lasteinleitung unterscheiden. Einen Überblick über die unterschiedlichen Prüfverfahren liefert u. a. [Sch87], [Stö90] und [Bra06]. Dabei besteht bei allen Prüfverfahren die Problematik, dass infolge der Lasteinleitung ungleichmäßige Schub- und Normalspannungen in der Fuge entstehen, die nur in begrenztem Umfang und durch sehr aufwändige Versuchsaufbauten ausgeglichen werden können. Auf die einzelnen Prüfverfahren wird im Folgenden, mit Ausnahme der normativ geregelten Prüfverfahren, nicht näher eingegangen und

auf die o. g. Literatur verwiesen. In Deutschland existieren derzeit zwei genormte Prüfverfahren zur Bestimmung der Haftscherfestigkeit: DIN 18555-5 und DIN EN 1052-3. Bild 5.1 zeigt die unterschiedlichen Versuchsaufbauten.

Der Großteil der Untersuchungen zum Verbundverhalten in der Literatur bezieht sich auf die Bestimmung der Anfangshaftscherfestigkeit bzw. der Scherfestigkeit mit standardisierten Prüfverfahren. Untersuchungen zum Nachbruchverhalten zwecks Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze wurden nur vereinzelt durchgeführt. In einigen Literaturquellen wird über Untersuchungen zu torsionsbeanspruchten Fugen berichtet. Eine Übersicht über die vorliegenden Untersuchungsergebnisse liefert Abschnitt 5.1.4.

5.1.2 Stoffgesetz zur Beschreibung des Verbundverhaltens unter Scherbeanspruchung

Das Last-Verformungsverhalten einer Mörtelfuge unter Scherbeanspruchung kann auf der Mesoebene durch die in Bild 5.2 qualitativ dargestellten Schubspannungs-Verschiebungskurven beschrieben werden, siehe [Plu99] und [Lou96]. Die übertragbaren Verbundspannungen werden neben materialbedingten Parametern wesentlich von der Normalkraftbeanspruchung senkrecht zur Fuge beeinflusst.

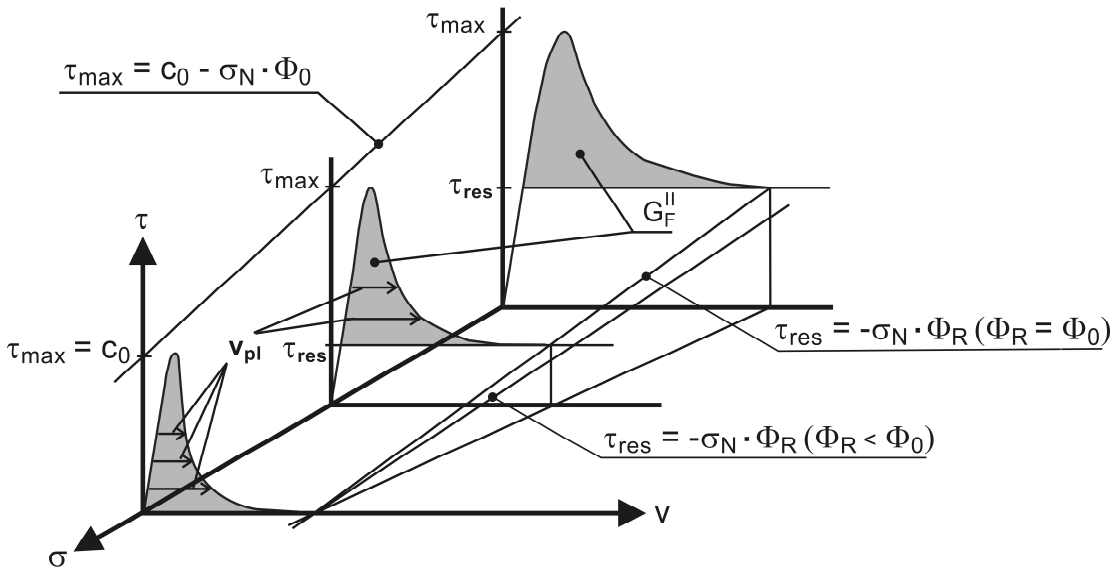


Bild 5.2: Stoffgesetz zur Beschreibung von Verbundfugen in [DIA08] (analog [Plu99])

Grundsätzlich setzt sich die maximal übertragbare Schubspannung aus der Haftscherfestigkeit, also der Verbundfestigkeit infolge Adhäsion und mechanischer Verzahnung zwischen Mauerstein und Mauermörtel, und einem auflastabhängigen Reibungsanteil zusammen. Zur Beschreibung dieses Materialverhaltens hat LOURENCO Stoffgesetze formuliert, siehe u. a. [Lou96], die in dem Finite-Elemente-Progamm DIANA [DIA08]

implementiert wurden. Die Ansätze des so genannten Stoffgesetzes „Combined Cracking-Shearing-Crushing“ werden im Folgenden näher erläutert.

In Bild 5.3 ist die vollständige Scherspannungs-Verschiebungskurve zur Beschreibung des Verbundverhaltens bei gleichzeitiger Normalspannung schematisch dargestellt.

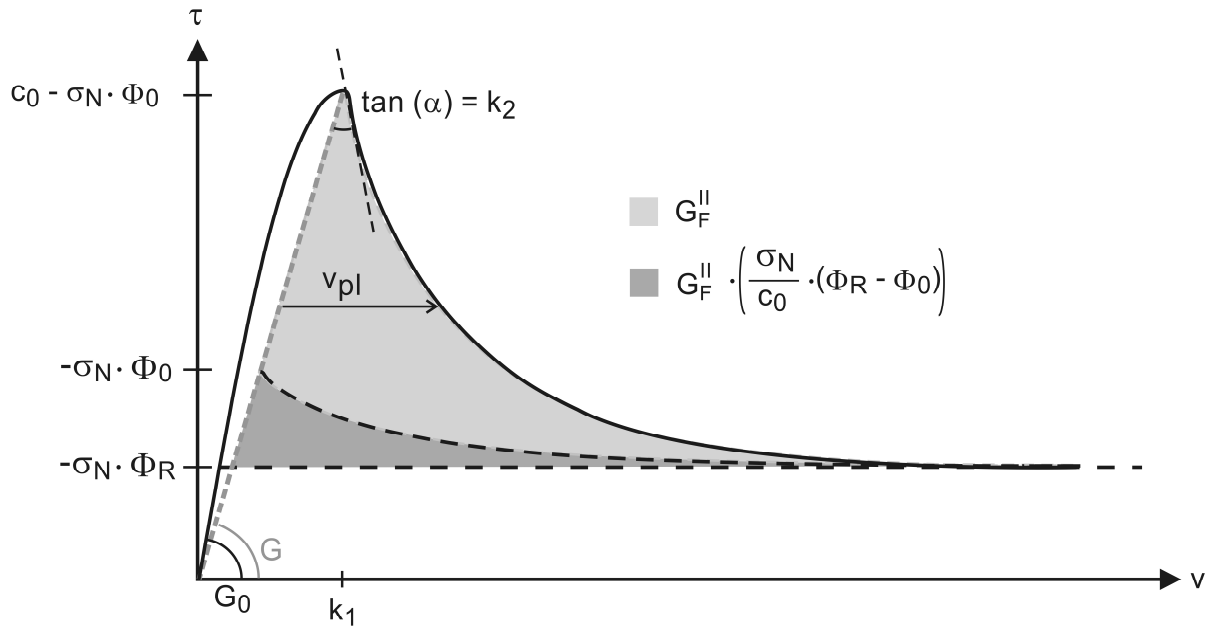


Bild 5.3: Stoffgesetz zur Beschreibung der Verbundfugen in [DIA08]

Das Last-Verformungsverhalten bis zur maximalen Scherspannung kann durch den Schub-Modul G_0 bzw. G beschrieben werden. Die Größe der gegenseitigen Verschiebung v der Mauersteine ist abhängig von der Verformbarkeit des Mauermörtels und den Verformungen in der Kontaktfläche. Die Annahme eines linearen Verlaufes ist jedoch nur eine Näherung. Im Allgemeinen ist in Abhängigkeit der Mörtel- und auch Steinart ein nichtlinearer Verlauf zu beobachten.

Der Maximalwert der übertragbaren Verbundspannung wird als Scherfestigkeit bezeichnet und kann durch die Mohr-Coulomb´sche Bruchbedingung beschrieben werden. Die übertragbare Scherspannung wird dabei anhand des Coulomb´schen Reibungsgesetzes ermittelt:

$$\tau = c - \sigma_N \cdot \Phi \qquad \text{(Gl. 5.1)}$$

mit

σ_N Spannung senkrecht zur Fuge (Druck: negativ, Zug: positiv),

Φ Reibungskoeffizient,

c Haftscherfestigkeit (Adhäsion).

Bei Erreichen der Haftzugfestigkeit (σ = $f_{t,m}$ entsprechend Abschnitt 4) wird die übertragbare Scherspannung in Abhängigkeit der Zugspannung reduziert („tension cut-off“). Das Druckversagen des Mörtels war bei der vorliegenden Zielsetzung der Arbeit nicht relevant.

Der Reibungskoeffizient und die Haftscherfestigkeit sind abhängig von der Verschiebung v. Bei maximaler Scherspannung werden der Adhäsionsteil als „Anfangshaftscherfestigkeit“ und der Reibungsanteil als „Haftreibung“ oder „Anfangsreibung“ bezeichnet. Nach Erreichen der maximalen Scherspannung tritt Gleiten ein und die Schubspannungs-Verschiebungskurve konvergiert gegen einen konstanten auflastabhängigen Restreibungswert $-\sigma_N \cdot \Phi_R$. Die plastischen Verformungen sind in den Bildern 5.2 und 5.3 mit v_{pl} gekennzeichnet.

Das Entfestigungsverhalten für die Haftscherfestigkeit c und die Reibung Φ wird über folgende Gleichungen beschrieben:

$$c(\sigma, v) = c_0 \cdot e^{-\frac{c_0}{G_F^{II}} v} \qquad \text{(Gl. 5.2)}$$

$$\Phi(\sigma, v) = \Phi_0 + (\Phi_R - \Phi_0) \cdot \frac{c_0 - c}{c_0} \qquad \text{(Gl. 5.3)}$$

mit

$$G_F^{II} = \begin{cases} -a \cdot \sigma_N + b & \sigma_N < 0 \\ b & \sigma_N \geq 0 \end{cases}$$

In Bild 5.3 ist schematisch der reibungsunabhängige Anteil der Bruchenergie hellgrau, der reibungsabhängige Anteil dunkelgrau gekennzeichnet.

Infolge der Scherbeanspruchung treten neben der Verschiebung in Scherrichtung auch Verformungen senkrecht zur Mörtelfuge auf. Dieser Effekt wird als Dilatanz bezeichnet und beschreibt ursprünglich das Phänomen der Volumenvergrößerung bei der Deformation dichter, granularer Materialien. Das Verhältnis der Verformungen senkrecht und tangential zur Fuge wird als Dilatanzkoeffizient $\psi = u_{pl} / v_{pl}$ bezeichnet. Physikalisch beschreibt VAN DER PLUIM die Dilatanz als ein Anheben des Steines infolge der Rauheit der Oberfläche, so dass die maximale vertikale Verformung begrenzt ist. Das bedeutet, dass der Dilatanzkoeffizient mit zunehmender Scherverschiebung gegen Null konvergiert. Weiterhin besteht eine Abhängigkeit der Dilatanz von der Normalspannung. Es ist plausibel, dass die dilatanzbedingten vertikalen Verformungen mit zunehmender Auflast abnehmen. In dem verwendeten Finite-Elemente Programm DIANA [DIA08] ist bei dem verwendeten Stoffgesetz folgender Ansatz zur Beschreibung der Dilatanz implementiert:

$$\psi = \begin{cases} 0 & \sigma < \sigma_u \\ \psi_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right) \cdot e^{-\delta v_{pl}} & \sigma_u \le \sigma < 0 \\ \psi_0 \cdot e^{-\delta v_{pl}} & \sigma \ge 0 \end{cases} \qquad \text{(Gl. 5.4)}$$

VAN DER PLUIM schlägt in [Plu99] folgenden Ansatz zur Berechnung des inkrementellen Dilatanzkoeffizienten $\Delta\psi = \Delta u_{pl} / \Delta v_{pl}$ vor:

$$\Delta\psi = \begin{cases} \psi_0 \cdot \left(2 \cdot \left(\frac{v_{pl}}{r}\right)^{1,5} - 3 \cdot \frac{v_{pl}}{r} + 1\right) & v_{pl} \le r \\ 0 & v_{pl} > r \end{cases} \qquad \text{(Gl. 5.5)}$$

Von besonderer Bedeutung ist die Dilatanz bei einer Verformungsbehinderung, da hierdurch die Normalspannungen und damit auch die übertragbaren Scherspannungen beeinflusst werden.

5.1.3 Spannungsverteilung in torsionsbeanspruchten Querschnitten

Die Schubspannungsverteilung ist bei einer Torsionsbeanspruchung maßgeblich von der Querschnittsform abhängig. Grundsätzlich werden Querschnitte in wölbfreie und nicht wölbfreie Querschnitte unterschieden. Die Verwölbung bezeichnet dabei eine Verformung senkrecht zur Querschnittsfläche infolge des Torsionsmomentes. Treten keine Verwölbungen auf bzw. werden diese nicht behindert, können die Schubspannungen nach der St.-Venant´schen Torsionstheorie berechnet werden. Bei Behinderung einer Verwölbung entstehen ungleichmäßige Normalspannungen über den Querschnitt. Zu den wölbfreien Querschnitten gehören der Kreis- und der Kreisringquerschnitt, offene Querschnitte aus zwei rechtwinkligen schmalen Flächen, deren Mittellinien sich in einem Punkt schneiden, und Hohlkastenquerschnitte mit bestimmten Wandstärken- / Seitenverhältnissen. Alle weiteren Querschnitte sind nicht wölbfrei. Vollquerschnitte weisen aber unter Torsionsbeanspruchung so geringe Verwölbungen auf, dass sie wie wölbfreie Querschnitte behandelt werden können [Göt06]. Im Folgenden sind für die in den experimentellen Untersuchungen geprüften Querschnittsformen (Kreisring, Kreis und Rechteckquerschnitt) die Spannungsverteilungen nach der St.-Venant´schen Torsionstheorie beschrieben und Gleichungen zur Ermittlung der Schubspannungen angegeben.

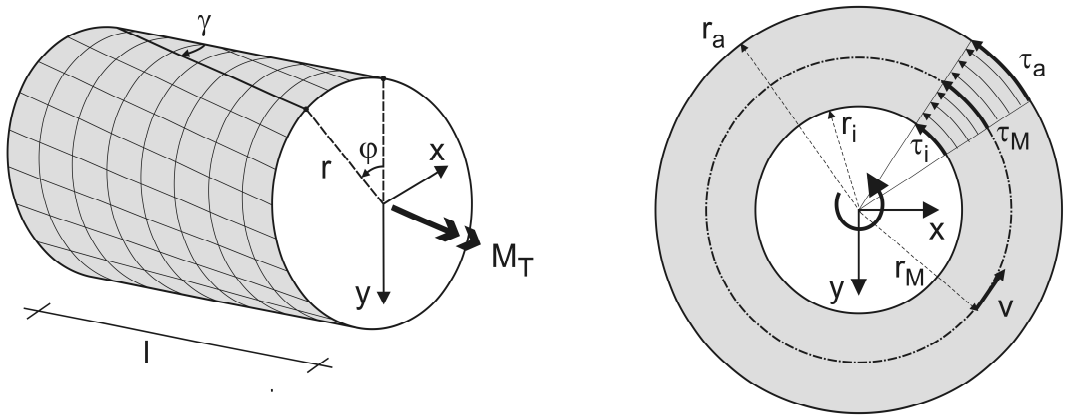


Bild 5.4: Torsionsbeanspruchung eines Zylinders

Bild 5.4 zeigt die Verformungen eines Zylinders unter Torsionsbelastung. Die Schubspannungen können unter der Voraussetzung der Starrheit des Körpers, d. h. jeder Punkt eines Querschnittes dreht sich mit einem konstanten Radius um denselben Winkel und die Durchmesser bleiben Geraden, unter Ansatz des Hooke´schen Gesetzes wie folgt berechnet werden:

$$\tau = G \cdot \gamma = G \cdot \frac{\varphi}{l} \cdot r \qquad \text{(Gl. 5.6)}$$

Durch Integration der Schubspannungen über die Querschnittsfläche kann das Torsionsmoment wie folgt berechnet werden:

$$M_T = \int_0^{2\pi} \int_{r_i}^{r_a} \tau(r) \cdot r^2 \, dr \, d\theta \qquad \text{(Gl. 5.7)}$$

Für linear-elastisches Materialverhalten mit τ (r) = $\tau_{max} \cdot (r / r_a)$ liefert die Lösung des Integrals

$$M_T = \tau_{max} \cdot W_{T,el} \qquad \text{(Gl. 5.8)}$$

mit

$$W_{T,el} = \frac{\pi}{2 \cdot r_a} \cdot \left(r_a^4 - r_i^4 \right) \qquad \text{(Gl. 5.9)}$$

Mit r_i = 0 lassen sich die Gleichungen für einen Vollkreisquerschnitt vereinfachen zu:

$$M_T = \frac{\pi}{2} \cdot \tau_{max} \cdot r_a^3 \qquad \text{(Gl. 5.10)}$$

Bei plastischem Materialverhalten mit τ (r) = konst. = τ_{pl} ergibt die Lösung des Integrals für einen Vollkreisquerschnitt

$$M_T = \frac{2 \cdot \pi}{3} \cdot \tau_{pl} \cdot r_a^3 \qquad \text{(Gl. 5.11)}$$

Für dünnwandige Querschnitte kann auch bei elastischem Materialverhalten von einer konstanten Schubspannungsverteilung τ_M über den Kreisringquerschnitt (mittleren Radius r_M und Dicke δ_M) ausgegangen werden. Hieraus ergibt sich

$$M_T = 2\pi \cdot r_M^2 \cdot \delta_M \cdot \tau_M \qquad \text{(Gl. 5.12)}$$

Bild 5.5 (links) zeigt die auf den Schwerpunkt bezogene Verwölbung eines Rechteckquerschnittes. Bei doppeltsymmetrischen Querschnitten ist bei einer reinen Torsionsbeanspruchung der Schubmittelpunkt mit dem Schwerpunkt identisch.

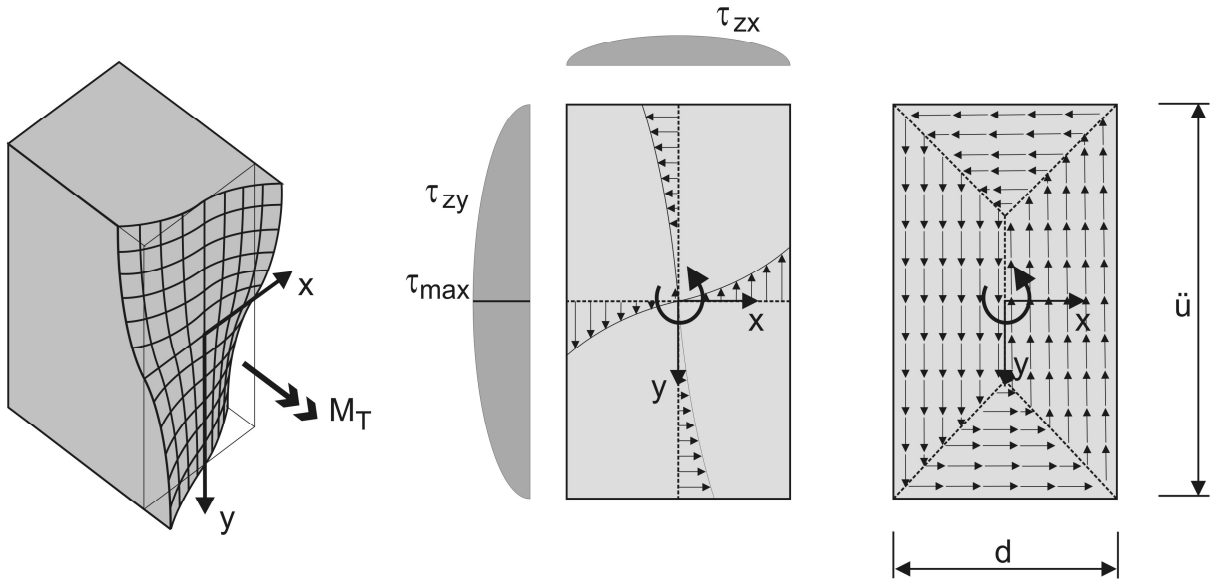


Bild 5.5: Torsionsbeanspruchung eines Rechteckquerschnittes

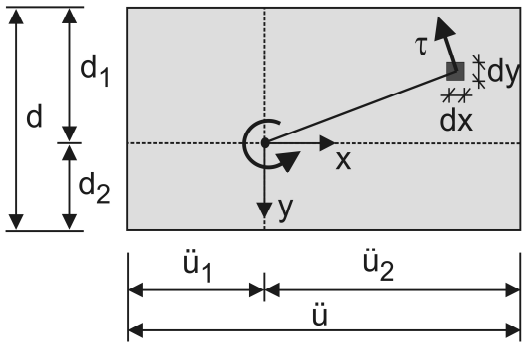
Nach der Elastizitätstheorie (Membran-Analogie, siehe Bild 5.5 (Mitte)) liefern die Lösung des Integrals sowie die Gleichungen zur Beschreibung der Schubspannungsverteilung unhandliche Gleichungen, siehe z. B. [Lei68]. Für Drehpunkte in der Schwerachse wurden u. a. in [Sch08a] Tabellenwerte zur Berechnung des Torsionswiderstandmomentes angegeben. In [Ton92] wird als Näherungslösung zur Berechnung der maximalen Schubspannung am Querschnittsrand folgende Gleichung für das Torsionswiderstandsmoment (Drehpunkt in Schwerachse) angegeben:

$$W_{T,el} = \frac{1}{3} \cdot d \cdot \ddot{u} \cdot \left(1 - 0{,}63 \cdot \frac{\ddot{u}}{d} + 0{,}25 \cdot \frac{\ddot{u}^2}{d^2} \right), \; d \le \ddot{u} \qquad \text{(Gl. 5.13)}$$

Für elastisch-plastisches Materialverhalten kann das Torsionswiderstandsmoment unter Ansatz der Spannungsverteilung gemäß Bild rechts (Sandhügel-Analogie) nach folgender Gleichung berechnet werden

$$W_{T,el,pl} = \frac{d^2}{6} \cdot (3ü - d),\ d \le ü \qquad \text{(Gl. 5.14)}$$

Nach BAKER [BAK80] ist die klassische Elastizitäts- bzw. Plastizitätstheorie jedoch nicht anwendbar, da es sich hier um ein Oberflächenphänomen bei Starrkörperverschiebungen handelt. BAKER berechnet daher das Torsionsmoment aus der Summe der inkrementellen Schubspannung multipliziert mit dem Abstand zum Drehpunkt, siehe Gleichung (Gl. 5.15). Dabei werden in [Bak80] zwischen einem elastischen (die Scherspannungen sind linear abhängig vom Abstand des Drehpunktes) und einem plastischen Zustand (konstante Scherspannung) unterschieden und nicht zentrische Rotationspunkte berechnet. Die nicht zentrische Lage des Rotationspunktes kann ggf. bei gleichzeitiger Druckkraftübertragung in den Stoßfugen oder bei gleichzeitiger exzentrischer Normalkraftbeanspruchung auftreten.



$$M_T = \int_{-ü_1}^{ü_2} \int_{-d_1}^{d_2} \tau(x,y) \cdot \sqrt{x^2 + y^2}\, dx\, dy \qquad \text{(Gl. 5.15)}$$

Bild 5.6: Definition der geometrischen Randbedingungen zur Berechnung des Torsionsmomentes in Abhängigkeit der Scherspannung bei Rechteckquerschnitten

In Bezug auf einen Kreisquerschnitt sind die Ansätze von BAKER mit denen der klassischen Elastizitätstheorie bzw. bei elastisch-plastischem Materialverhalten identisch. Für Rechteckquerschnitte konnte mit Hilfe von Finite-Elemente-Simulationen gezeigt werden, dass bei einer Starrkörperverschiebung mit plastifizierter Fuge mit der Sandhügel-Analogie die Tragfähigkeit unterschätzt wird und der Ansatz der plastischen Reibung entsprechend [Bak80] mit den FE-Berechnungen übereinstimmende Ergebnisse liefert.

Für plastisches Materialverhalten mit $\tau(x,y) = \text{konst.} = \tau_{pl}$ wird in [Bak80] eine geschlossene Lösung zur Berechnung des Torsionsmomentes bei Rotation um den Eckpunkt einer Teilfläche angegeben:

$$M_{T,ij} = \tau_{pl} \cdot d_j^3 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\ddot{u}_i}{d_j} \cdot \left(\frac{\ddot{u}_i^2}{d_j^2} + 1 \right)^{0,5} + \frac{1}{6} \cdot \frac{\ddot{u}_i^3}{d_j^3} \cdot \operatorname{arcsinh}\left(\frac{d_j}{\ddot{u}_i} \right) + \frac{1}{6} \cdot \operatorname{arcsinh}\left(\frac{\ddot{u}_i}{d_j} \right) \right] \qquad \text{(Gl. 5.16)}$$

Zur Berechnung des vollständigen Torsionsmomentes sind die 4 Torsionsmomente der Einzelflächen zu addieren. Eine analoge Lösung wird in [Bus03], Näherungslösungen für (Gl. 5.16) werden in [Pfe90] und [Ton92] angegeben, siehe Abschnitt 2.2.2.

In [Bak80] wird weiterhin eine Lösung für eine linear veränderliche, plastische Schubspannungsverteilung bei exzentrischer Auflast angegeben. Weitere theoretische Betrachtungen erfolgten hierzu in [Ton92], [Bus03], [Ord04], [Ord05], [Ste09] und [Ric09]. Auf eine Darstellung der Berechnungsansätze wird an dieser Stelle verzichtet, da diese Lastfälle bei den eigenen Untersuchungen nicht relevant sind. Zur Validierung der Berechnungsansätze führte BAKER Torsionsversuche unter Variation des Drehpunktes bei reiner Gleitreibung (Schleifpapieroberflächen) durch, siehe [Bak80]. Vergleichbare Untersuchungen an Prüfkörpern mit einer Sandfuge sind in [Ste09] beschrieben.

5.1.4 Bisherige Untersuchungsergebnisse

Haftscherfestigkeit

Nach DIN 1053-1 und DIN EN 1996-1-1 (EC6) ist für die Bemessung von Mauerwerk unter Biege- und Schubbelastung im Fall von Fugenversagen die (Haft-)Scherfestigkeit die maßgebende Baustoffkenngröße. DIN 1053-1 enthält für die unterschiedlichen Mörtelarten Rechenwerte der Haftscherfestigkeit unabhängig von der Steinart, siehe Abschnitt 2.2.3. Entsprechend der europäischen Normungsphilosophie kann nach dem EC 6 die Haftscherfestigkeit auf Grundlage von Prüfungen oder auf Grundlage von Tabellenwerten deklariert werden. Im Rahmen von Eignungsprüfungen muss in Deutschland der Nachweis einer ausreichenden Haftscherfestigkeit mit dem ungünstig angesehenen Kalksand-Referenzstein erfolgen.

Aufgrund der hohen Bedeutung der Haftscherfestigkeit auf die Mauerwerktragfähigkeit wurden zahlreiche Untersuchungen zur Bestimmung der material- und prüfbedingten Einflussgrößen auf die Haftscherfestigkeit sowohl im Inland als auch im europäischen und außereuropäischen Ausland durchgeführt. Eine Zusammenstellung des Erkenntnisstandes in Bezug auf die Einflussgrößen und Prüfverfahren sowie eine Auswertung der vorliegenden deutschen Untersuchungsergebnisse erfolgte in [Bra06]. Die Auswertung der Untersuchungsergebnisse zeigte, dass eine Unterscheidung zwischen den unterschiedlichen Stein- / Mörtelkombinationen sinnvoll ist, siehe Tabelle 5.1. Angegeben sind jeweils der kleinste und größte Mittelwert der Versuchsserien sowie der in [Bra06] angegebene

Anhaltswert für die mittlere Haftscherfestigkeit (fett gedruckt). Auf die Darstellung ausländischer Untersuchungsergebnisse wird an dieser Stelle verzichtet, da eine ausreichende Anzahl deutscher Versuchsergebnisse vorliegt und die verwendeten Stein-Mörtelkombinationen sich lokal stark unterscheiden. Berücksichtigung finden diese in Bezug auf die Untersuchungen zur Torsionsscherfestigkeit und bei der Beschreibung des Entfestigungsverhaltens.

Tabelle 5.1: Haftscherfestigkeit[1)] in N/mm² in Abhängigkeit der Mörtel- und Steinart nach [Bra06]

Mauer-stein	NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa	LM [2)]	DM
KS-Referenz	0,10…0,48	**0,20** 0,02…0,60	-	0,27…1,20	0,12…0,82	0,37…1,68
KS	0,32…1,28	**0,25** 0,01…0,62	**0,30** 0,04…0,70	-	0,36..2,20	**0,85** 0,20…1,80
Hlz	0,43..0,70	**0,45** 0,16…1,34	0,24…1,28	-	**0,50** 0,12…1,02	0,36…1,86
Mz	0,71…1,14	**0,35** 0,07…1,46	-	1,34…2,05	-	-
PP, PB	0,09…0,28	0,08…0,35	-	-	0,16…0,85	**0,75** 0,36…1,28
Vbl, Hbl, Hbn	0,60…0,78	**0,55** 0,26….1,28	0,62…1,34	-	0,36…1,26	**1,70** 0,34…2,57
Mindest-haftscher-festigkeit [3)]	0,10	0,20	0,25	0,30	0,20	0,50
Charakt. Haftscher-festigkeit [4)]	0,07	0,14	0,18	0,21	0,14	0,35

1) Die Versuchsergebnisse nach DIN 18555-5 und DIN EN 1052-3 wurden unter Berücksichtigung des Faktors 2 zusammengefasst
2) Die Versuchsergebnisse von LM 21 und LM 36 aus [Bra06] wurden zusammengefasst
3) Im Rahmen von Eignungsprüfungen nachzuweisender Wert mit Kalksand-Referenzsteinen (KS-Referenz)
4) Auf Grundlage der nachzuweisenden Mindesthaftscherfestigkeit mit dem Faktor 0,7 abgeminderter Wert entsprechend DIN 1053-13, siehe Abschnitt 2.2.3

Sowohl die Untersuchungsergebnisse als auch die u. a. in [Bra06] beschriebenen numerischen Berechnungen verdeutlichen den Einfluss des Prüfverfahrens auf die Haftscherfestigkeit. Das Prüfverfahren nach DIN 18555-5 liefert rd. doppelt so hohe Haftscherfestigkeitswerte wie das Prüfverfahren nach DIN EN 1052-3. Anhand der Analyse der Spannungsverteilungen konnten diese Werte nachvollzogen werden. Die ungleichmäßigen Spannungsverteilungen in der Fuge verdeutlichen auch, dass eine direkte Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze mit beiden Prüfverfahren nicht möglich ist. Grundsätzlich ist eine inverse Bestimmung der Stoffgesetze durch bestmögliche Anpassung der Versuchsergebnisse möglich, siehe [Bra05a], [Bra06] und [Bra07]. Infolge

der zahlreichen das Stoffgesetz beschreibenden Parameter sowie prüftechnischer Schwierigkeiten beinhaltet diese Vorgehensweise jedoch große Unsicherheiten. Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher ein Prüfverfahren angewandt, mit dem die vollständigen Stoffgesetze direkt bestimmt werden können.

Die Auswertungen in [Bra06] in Bezug auf den Haftreibungsbeiwert lieferten in der Regel Werte größer als der in DIN 1053 verankerte Wert von 0,6. Aufgrund der großen Streuung (rd. 0,25 bis 1,5) der Versuchsergebnisse wird in [Bra06] für die Bemessung der Ansatz eines höheren Wertes jedoch als nicht gerechtfertigt angesehen.

Torsionsscherfestigkeit

Über Torsionsversuche zur Beschreibung der Kraftübertragung der Schubspannungen in Analogie zu einer parallel zu den Lagerfugen biegebeanspruchten Mauerwerkwand wird nach [Sam94] erstmals von BOYD im Jahr 1947 berichtet. Ebenfalls aus Australien stammen die Arbeiten von [Bak81] und [Law83], bei denen u. a. Torsionsversuche an Zweistein-Prüfkörpern aus Vormauerziegeln und Normalmörtel durchgeführt wurden.

BAKER prüfte unterschiedliche Geometrien mit Seitenverhältnissen von 1 bis 3 und bezog diese auf einen ebenfalls getesteten Kreisquerschnitt. Die Variation des Drehpunktes (Mitte, Mitte des längeren Randes, Ecke) zeigte keinen deutlichen Einfluss auf das maximale Torsionsmoment. Der Vergleich mit den Berechnungsansätzen aus [Bak80] zeigt daher auch eine deutliche Überschätzung der berechneten Traglasten für den Fall eines vom Schwerpunkt abweichenden Drehpunktes. BAKER kommt zu dem Schluss, dass das Torsionsmoment auf der sicheren Seite liegend auf Grundlage der klassischen Elastizitätstheorie bestimmt werden kann, jedoch auch plastische Reserven für quadratische Querschnitte vorhanden sind.

Die Torsionsversuche von LAWRENCE zeigen annähernd lineare Momenten-Verdrehungsbeziehungen bis zum spröden Versagen. Die maximale Scherspannung wurde nach der Elastizitätstheorie berechnet. Die Torsionshaftscherfestigkeit ist um einen Faktor von rd. 1,39 größer als die ebenfalls an Zweisteinprüfkörpern ermittelte einaxiale Haftscherfestigkeit analog zu DIN 18555-5. Da sowohl vollflächig vermörtelte Prüfkörper als auch Prüfkörper mit einer auf die Hälfte der Überbindelänge reduzierten Verbundfläche die gleichen Haftscherfestigkeitswerte lieferten, wurde geschlussfolgert, dass die Haftscherfestigkeit mit dem gewählten Berechnungsansatz zutreffend ermittelt wurde.

Weitere Torsionsversuche von LAWRENCE und SAMARASINGHE bei einer gleichzeitigen Normalkraftbeanspruchung sind in [Sam94] beschrieben. Die Torsionsmomenten-Verdrehungslinien zeigen bei Maximallast ein ausgeprägt plastisches Verhalten. Die Scherfestigkeit wird dennoch unter Annahme elastischer Eigenschaften ermittelt. Die

Versuche zeigen eine lineare Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Auflast. Das ermittelte Restmoment nach Erstrissbildung weist große Streuungen auf.

Die von WILLIS [Wil04] durchgeführten Torsionsversuche erfolgten mit einem zu [Law83] und [Sam94] analogen Versuchsaufbau. Die Versuche wurden an Prüfkörpern aus Vormauerziegeln und Normalmörtel für eine Stoß- und Lagerfugenvermörtelung durchgeführt. Bei guter Verbundfestigkeit zeigten die Prüfkörper ein linear-elastisches Verhalten bis zur Maximallast. Nach Erreichen der Maximallast ist i. d. R. in den Torsionsmomenten-Verdrehungskurven ein nicht geregelter Lastabfall bis zum horizontalen Verlauf der reinen Restreibung erkennbar. Einige Probekörper zeigen keinen oder nur einen sehr geringen Haftscherfestigkeitsanteil. Die maximale Schubspannung wurde nach der Elastizitätstheorie berechnet.

KHALAF beschreibt in [Kha95] und [Kha08] Dreipunkt-Biegeversuche an Zweistein-Prüfkörpern, wodurch eine Torsionsbeanspruchung in der Lagerfuge erzeugt wird. Als problematisch ist bei dem Prüfverfahren anzusehen, dass sich der Drehpunkt während der Belastung verändert und damit das Torsionswiderstandsmoment während des Versuches nicht konstant ist. Darüber hinaus bleibt bei den Auswertungen, die nach der Elastizitätstheorie erfolgen, die gleichzeitige Querkraftbeanspruchung unberücksichtigt. Auf Grundlage der mit Hilfe von Finite-Elemente-Simulationen ermittelten Spannungsverteilung wird auch in [Rid97] und [Juk97] das Prüfverfahren kritisch bewertet.

HANSEN und PEDERSEN verwenden für die in [Han08] beschriebenen Torsionsversuche einen ähnlichen Versuchsaufbau wie KHALAF. Abweichend hiervon erfolgten eine punktsymmetrische Belastung des Prüfkörpers und eine gleichzeitige Normalkraftbeanspruchung der Fuge. Die Auswertung erfolgte unter Annahme einer plastischen Spannungsverteilung entsprechend der Sandhügel-Analogie, siehe Bild 5.5 (rechts). Die ermittelten Momenten-Verformungslinien zeigen ein sprödes Versagen und große Streuungen. Zur Berechnung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit wird das übertragbare Torsionsmoment mit der Fugenanzahl im Mauerwerk multipliziert. Für den durchgeführten Vergleichsversuch konnte eine akzeptable Übereinstimmung erzielt werden. Grundsätzlich ist der Prüfaufbau jedoch analog zu dem Versuchsaufbau von KHALAF als kritisch zu bewerten.

MASIA ET AL. beschreiben Untersuchungen an Hohlzylindern zur Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze der Verbundeigenschaften unter Scherbeanspruchung. Das Prüfverfahren ist nahezu identisch mit dem eigenen entwickelten Torsionsprüfverfahren in Abschnitt 5.2. Die Arbeiten wurden zeitgleich (siehe [Bra06] und [Mas06]), jedoch vollkommen unabhängig voneinander durchgeführt, siehe [Sch10a] und [Mas10]. In [Mas06] wird zunächst über numerischen Untersuchungen zur Validierung des Prüfverfahrens und anschließend in [Mas07] sowie in [Mas09] über erste experimentelle

Untersuchungen berichtet. Der Beitrag [Mas10] liefert eine zusammenfassende Auswertung der Ergebnisse. Für die Versuche wurden Hohlzylindern mit einem inneren Radius von rd. 35 mm und einem äußeren Radius von 47,5 mm aus Vormauerziegeln mit Normalmörtel hergestellt. Dabei wurden bei den untersuchten 5 Versuchsserien 3 unterschiedliche Herstellverfahren angewendet. Zum einen wurden die Prüfkörper aus Zweisteinprüfkörpern gebohrt, zum anderen wurden zunächst Hohlzylinder aus den Steinen gebohrt und anschließend vermörtelt. Um dabei den Einfluss des Randschwindens zu minimieren, wurde bei einer Versuchsserie außen ein Plexiglasrohr über den Prüfkörper gestellt und der Prüfkörper innen nach Einlegen einer Plastikfolie mit Sand gefüllt. Bei den Versuchen wurden vollständige Torsionsmomenten-Verformungskurven ermittelt und die Parameter des in Abschnitt 5.1.2 beschriebenen Stoffgesetzes angegeben. Die einzelnen Versuchsergebnisse sind in Tabelle 5.2 enthalten. Die Versuchsserie 5 mit besonderer Feuchtebarriere lieferte mit Abstand die höchsten Haftscherfestigkeitswerte. Das nachträgliche Ausbohren der Hohlzylinder wird aufgrund der Versuchsergebnisse von den Autoren als ungeeignet angesehen. Die Versuchsserien zeigen insgesamt sehr große Streuungen, insbesondere in Bezug auf die Korrelation von der Scherfestigkeit bzw. der Bruchenergie zur Normalspannung senkrecht zur Fuge. Die übertragbaren Torsionsmomente bei Gleitreibung zeigen dagegen eine starke Abhängigkeit von der Auflast.

Kenngrößen zur Beschreibung der vollständigen Stoffgesetze

Es liegen nur wenige Untersuchungen zur Beschreibung der vollständigen Stoffgesetze von Mörtelfugen unter Scherbeanspruchung vor. Die in der Literatur angegebenen Kennwerte sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst und werden im Folgenden erläutert.

VAN DER PLUIM [Plu99] führt zahlreiche Scherversuche bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung mit zwei neu entwickelten Prüfverfahren, vgl. auch [Bra06], zur Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze durch. Die Untersuchungen wurden für die bereits in Abschnitt 4.1.2 angegebenen Stein- / Mörtelkombinationen durchgeführt. Dabei wurde bei einigen Versuchsserien zusätzlich die Haftzugfestigkeit an Prüfkörpern, die aus der gleichen Mörtelmischung wie die Prüfkörper für die Scherversuche hergestellt wurden, bestimmt, so dass sich die Haftzugfestigkeitswerte in den Tabellen 4.1 und 5.2 teilweise unterscheiden. Die Unterschiede können zum einen auf die verschiedenen Mörtelmischungen, zum anderen auch auf unterschiedliche Prüfverfahren (gelenkige und steifer Anschluss an die Prüfmaschine) zurückgeführt werden. Insgesamt zeigen die Untersuchungen teilweise erhebliche Streuungen insbesondere bei Versuchsserien mit unterschiedlichen Versagensmechanismen (Grenzflächen-, Mörtel-, Steinversagen). Die vorliegende Arbeit liefert jedoch erstmals wesentliche Grundlagen zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens von Mauerwerkfugen.

Tabelle 5.2: Literaturkennwerte zur Beschreibung der vollständigen Stoffgesetze unter Scherbeanspruchung

Quelle	Versuchsserie Stein / Mörtel		G_0 [4]	f_t	G_F^I	c_0	G_F^{II}	Φ_0	Φ_R	ψ_0	σ_u	δ
			N/mm²		N/mm	N/mm²	N/mm	-				
[Plu99]	sm-VE	1:2:9	1170	0,10	-	0,68	0,005-0,02 σ_N	0,81	0,92	$\Psi_0 = 0{,}98 + 0{,}65\ \sigma_N$ r = 0,75 mm [3]		
		1:½:4½	1410	0,35	-	0,88		1,15				
	wc-JO90	1:2:9	1920	0,62	-	0,88	0,06-0,13 σ_N	1,01	0,82			
		1:½:4½	2750	1,43	-	1,86		0,73				
	wc-JO96	1:1:6	4760	0,43	0,005	0,96	0,015-0,13 σ_N	0,87				
	hswc-JOK	TLM	427	2,24	0,017	4,76	-	1,17	0,84	-		
	CS-brick90	1:2:9	548	0,02	-	0,14	0,005-0,02 σ_N	0,73	0,75	$\Psi_0 = 0{,}41 + 0{,}35\ \sigma_N$ r = 0,3 mm [3]		
		1:½:4½	1230	0,06	-	0,28	0,01-0,04 σ_N	0,97				
	CS-block96	TLM	-	0,42	0,007	1,10	0,02-0,14 σ_N	0,61	0,79	$\Psi_0 = 0{,}86 + 0{,}68\ \sigma_N$ r = 0,75 mm [3]		
	MBI	fmGPM	-	0,73	0,011	1,17	0,15-0,12 σ_N	0,84	0,77	r = 0,75 mm [3]		
[Zij04a]	Ziegelmauerwerk		345 d_F	0,4	0,012	0,87	0,006-0,09 σ_N	1,1	0,7	0,74	-1,57	5,6
	KS-Mauerwerk		182 d_F	0,1	0,005	0,28	0,02-0,03 σ_N	0,97	0,75	0,67	-1,22	17
[Zijl04b]	VEB [5]	1:2:9	1220	0,1	0,008	0,65	0,026-0,10 σ_N	0,83	0,75	-	-	-
	VEC [5]	1:½:4½	1330	0,35	0,004	0,85	0,026-0,10 σ_N	1,22	0,75			
	JOB [5]	1:2:9	2280	0,62	0,012	0,88	0,058-0,13 σ_N	1,00	0,75			
	JOC [5]	1:½:4½	3400	1,43	0,007	1,85	0,058-0,13 σ_N	0,75	0,75			
	KZB [5]	1:2:9	600	0,2	0,004	0,15	0,009-0,03 σ_N	0,72	0,75			
[Mas10]	1 VMz	1:1:6+air	-		-	0,22	-0,09-0,74 σ_N	0,90	0,56	0,48	-0,69	1,80
	2	1:1:6	1770	1,74		1,02	0,34-0,03 σ_N [1]	0,83	0,85	0,48	-1,85	1,44
	3			1,08		0,41	0,11-0,07 σ_N [1]	1,29	0,95	1,31	-0,80	3,80
	5			1,71		2,06 [1,2]	1,07+0,01 σ_N [1]	0,23 [2]	1,20	0,33	-0,89	0,64

1) Bestimmtheitsmaß $R^2 < 0{,}1$

2) bei Berücksichtigung der Versuche mit Steinversagen $c_0 = 1{,}98$ und $\Phi_0 = 2{,}11$ (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0{,}26$)

3) Parameter entsprechend (Gl. 5.5)

4) aus den in [Plu99] angegebenen Mittelwerten für G_{m0} der unterschiedlichen Auflaststufen wurde ein Gesamtmittelwert berechnet.

5) VEB / VEC: Lehmziegel, JOB / JOC: Strangpressziegel, KZB: Kalksandstein

Mit einer zu [Plu99] analogen Prüfeinrichtung werden auch die in [Han98] beschriebenen Versuche zur Bestimmung vollständiger Scherspannungs-Verschiebungslinien auch mit kleinformatigen Lochsteinen durchgeführt. Die Versuchswerte werden nur grafisch ausgewertet und können daher nicht in Tabelle 5.2 angegeben werden. Grundsätzlich liegen die Haftscherfestigkeitswerte und die Bruchenergien in einer zu [Plu99] vergleichbaren Größenordnung, wobei die Versuche mit Lochsteinen tendenziell höhere Werte liefern.

Die in Tabelle 5.2 angegebenen Werte aus [Zij04a] basieren auf den Untersuchungen aus [Plu99] und vorangegangenen Arbeiten, die für Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Ziegelmauerwerk zusammengefasst wurden. VAN ZIJL untersucht aufbauend auf den experimentellen Ergebnissen von VAN DER PLUIM den Einfluss der Dilatanz auf das Tragverhalten und formuliert einen von [Plu99], siehe (Gl. 5.5), abweichenden Ansatz zur Beschreibung des Dilatanzverhaltens, der in dem Finite-Elemente Programm DIANA implementiert ist, siehe (Gl. 5.4). Bild 5.7 (links) zeigt eine zutreffende Beschreibung der experimentell ermittelten Zusammenhänge von Scher- und Dilatanzverformung durch die numerischen Berechnungen. Bild 5.7 (rechts) zeigt den Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Schubspannung bei vollständiger Verformungsbehinderung. Es wird deutlich, dass bei einer Verformungsbehinderung das Tragverhalten maßgeblich von der Dilatanz abhängt. Der Dilatanzwinkel 0 entspricht den Ergebnissen bei einer unbehinderten Verformung und stellt eine konservative Betrachtung dar.

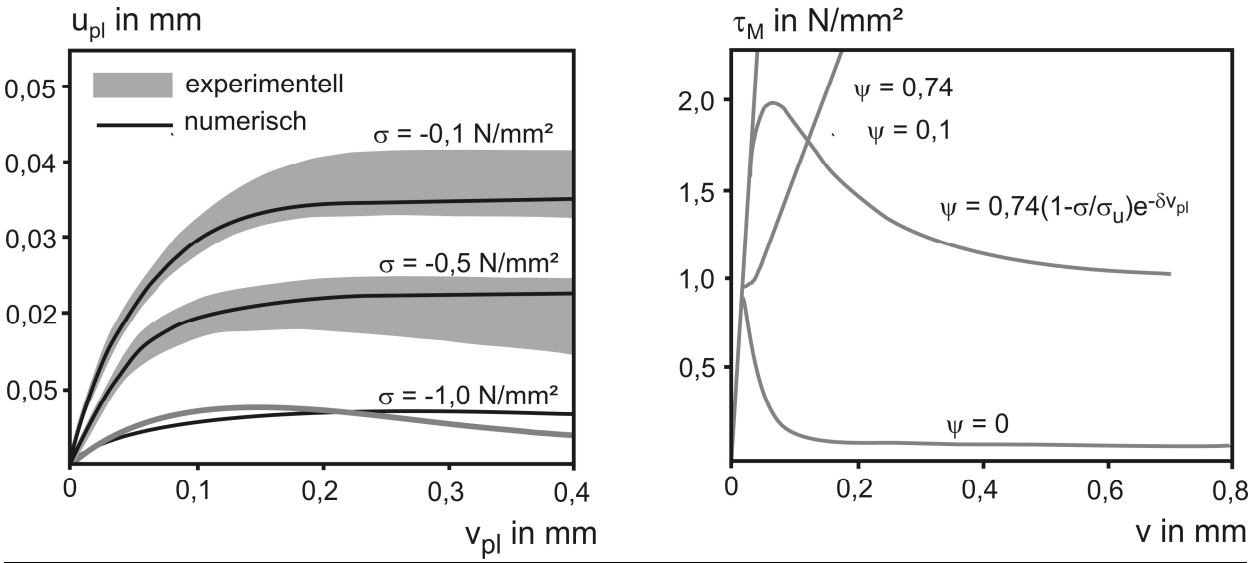


Bild 5.7: links: Verformung senkrecht zur Fuge in Abhängigkeit der plastischen Scherverformung, aus [Zij04a]
rechts: mittlere Scherspannung in Abhängigkeit der Scherverformung für unterschiedliche Dilatanzkoeffizienten, aus [Zij04a]

Die in Tabelle 5.2 angegebenen Werte, die angabegemäß mittlere Werte für unterschiedliche in den Niederlanden verwendete Mauerwerkarten repräsentieren, verwendete VAN ZIJL in [Zij04b] bei nichtlinearen FE-Berechnungen zur Analyse der Spannungsverteilung

in Prüfkörpern bei einem der in [Plu99] verwendeten Prüfverfahren. Es ist erkennbar, dass die Werte mit den Werten aus [Plu99] zumindest teilweise übereinstimmen. Die Finite-Elemente-Simulationen liefern zum einen eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen den untersuchten Mikro- und Mesomodellen. Zum anderen zeigen die Berechnungen auch bei diesem Prüfverfahren, wie auch vergleichbare Berechnungen für andere Versuchsaufbauten in [Stö90], [Rid97] und [Sch03a], trotz des aufwändigen Versuchsaufbaus ungleichmäßige Normal- und Scherspannungsverteilungen in den Fugen. Es konnte jedoch gezeigt werden, dass sich bei Erreichen der Maximallast durch das plastische Materialverhalten ein gleichmäßigerer Spannungsverlauf einstellt, wodurch eine zutreffende Bestimmung der Haftscherfestigkeit mit dem Prüfverfahren möglich ist. Hierdurch konnte die Bedeutung der nichtlinearen Berechnungen im Vergleich zu den linearen Berechnungen bei der Bewertung der Prüfverfahren verdeutlicht werden. Dabei ist anzumerken, dass infolge des plastischen Verhaltens der Mörtelfuge nicht zwangsläufig alle Prüfverfahren in gleicher Weise zur Bestimmung der Haftscherfestigkeit geeignet sind. Dies zeigen die eigenen, in [Bra06] veröffentlichten, nichtlinearen Berechnungen der Prüfverfahren nach DIN EN 1052-3 und DIN 18555-5.

Die von MASIA durchgeführten Versuche sind im vorherigen Abschnitt beschrieben. Die Parameter zur Beschreibung der Dilatanz wurden nach [Mas10] auf Grundlage von Regressionsrechnungen zur bestmöglichen Anpassung der Versuchsergebnisse, die jedoch nicht veröffentlicht sind, ermittelt.

Die bisherigen Untersuchungen erstrecken sich über eine große Bandbreite unterschiedlicher Verbundfestigkeiten von 0,14 bis 4,76 N/mm². Allgemeingültige Aussagen für unterschiedliche Stein- / Mörtelkombinationen bzw. Abhängigkeiten der einzelnen Parameter untereinander können hieraus jedoch nicht abgeleitet werden. Der Vergleich der australischen und niederländischen Untersuchungsergebnisse zeigt, dass die ermittelten Parameter in einer vergleichbaren Größenordnung liegen. Nur die Bruchenergie G_F^{II} im Modus II zeigt deutliche Unterschiede, mit einem höheren auflastunabhängigen, jedoch geringeren auflastabhängigen Anteil bei den Hohlzylinderversuchen, die vermutlich jedoch im Wesentlichen auf die nicht zufriedenstellende Korrelation bei der linearen Regressionsrechnung in [Mas10] zurückgeführt werden können.

Zusammenfassend liefern die in diesem Abschnitt dargestellten Ergebnisse Anhaltswerte, die einen Vergleich mit den eigenen Untersuchungen und eine Plausibilitätskontrolle der eigenen Ergebnisse ermöglichen. Dabei erfolgt eine Beschreibung des Dilatanzverhaltens im Rahmen der eigenen Untersuchungen nicht, da bei der bestehenden Zielsetzung keine expliziten Verformungsbehinderungen senkrecht zu den Fugen vorliegen, sondern lediglich konstante Auflasten berücksichtigt werden, die eine Verformung senkrecht zur

Fuge grundsätzlich zulassen. Daher wurden die Parameter des Stoffgesetzes entsprechend so gewählt, dass der Dilatanzkoeffizient $\psi = 0$ ist. Im folgenden Abschnitt sind die eigenen Untersuchungen, die teilweise bereits auch in u. a. [Bra06] und [Bra08b] veröffentlicht wurden, beschrieben.

5.2 Versuchseinrichtung und durchgeführte Untersuchungen

5.2.1 Torsionsstand

Der Versuchsstand wurde am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac) im Rahmen von Forschungsprojekten entwickelt und erstmals in [Sch04] beschrieben. Mit der entwickelten Versuchseinrichtung kann ein Torsionsmoment in einen Zweistein-Prüfkörper mit einer Universalprüfmaschine eingeleitet werden. Dabei kann der Prüfkörper gleichzeitig mit einer Druckkraft senkrecht zur Lagerfuge beansprucht werden. Der Versuchsstand ist in Bild 5.8 dargestellt.

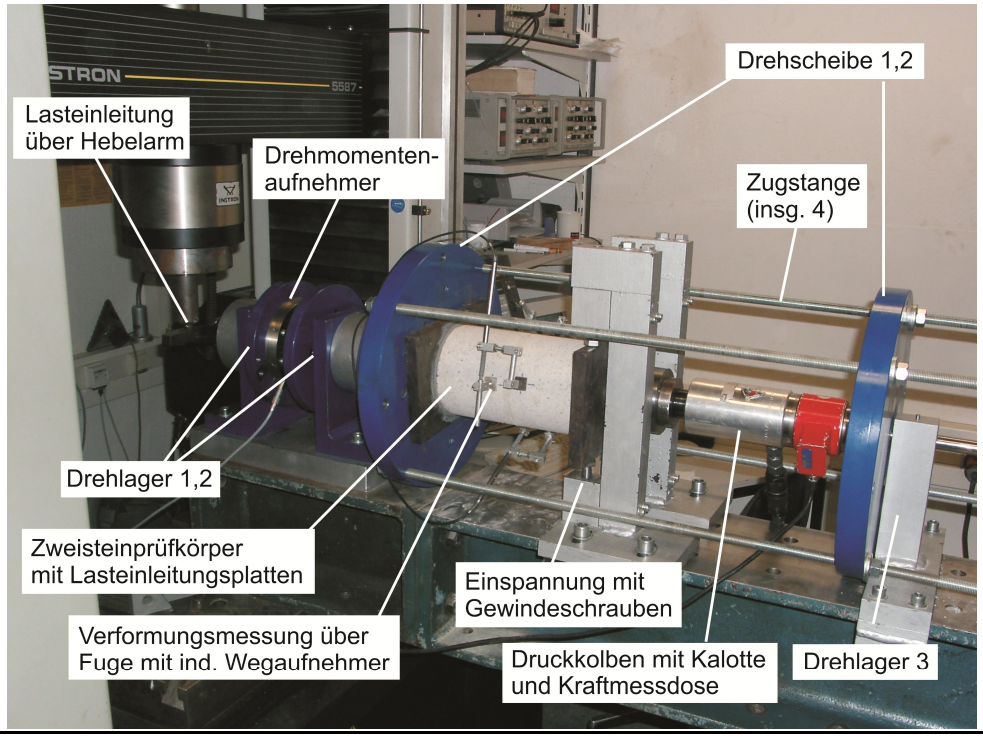


Bild 5.8: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Torsionsscherfestigkeit

Eine der auf den Zweistein-Prüfkörper mit einem Epoxidharzkleber applizierten Stahlplatten wird zur Einleitung des Drehmomentes an die Drehscheibe 1 angeschraubt. Die andere Stahlplatte wird an den 4 Ecken mit Gewindeschrauben in vertikaler Richtung zur Aufnahme des Torsionsmomentes eingespannt, wobei sie horizontal verschieblich gelagert ist. Das mit einer Druckkraft über einen Hebelarm eingeleitete Torsionsmoment wird mit einem Drehmomentenaufnehmer, der zwischen Drehlager 1 und 2 querkraftfrei angeordnet ist, gemessen. Die Druckspannung senkrecht zur Fuge wird über einen

Hydraulikkolben eingeleitet. Die Rückverankerung der Druckkraft erfolgt in einem geschlossenen System durch die über 4 Zugstangen miteinander verbundenen Drehscheiben 1 und 2. Zwischen der auf den Prüfkörper applizierten Stahlplatte und dem Hydraulikkolben ist eine Kalotte angeordnet, zwischen der Drehscheibe 2 und dem Hydraulikkolben eine Kraftmessdose.

Die Verformungen in der Fuge werden mit 3 bzw. 4 induktiven Wegaufnehmern W1 bzw. W10 der Fa. HBM (vgl. auch Bild 5.10) gemessen, die an einen Universalmessverstärker angeschlossen sind. Der Mittelwert der gemessenen Verformungen wird als Regelgröße für die Belastung in die Universalprüfmaschine eingespeist.

5.2.2 Kalibrierung des Versuchsstandes

Zur Kalibrierung des Torsionsstandes wurde ein Aluminium-Vollzylinder (Durchmesser 50 mm) bei gleichzeitiger konstanter Druckbelastung (σ_N = 0 / -0,2 / -0,5 / -1,0 N/mm²) in Achsrichtung analog zu den Steinprüfkörpern (siehe Abschnitt 5.2.3) tordiert. Die Verformungen des Zylinders wurden mit drei im Winkelabstand von 120° applizierten Dehnungsmessstreifen (0°/45°/90° - Rosetten der Fa. HBM) gemessen. Bild 5.9 zeigt den Vergleich der Hauptspannungsrichtungen in Abhängigkeit der Torsionsbelastung (Schubspannung τ an der Zylinderoberfläche), die rechnerisch aus der kombinierten Belastung und den gemessenen Dehnungen im ebenen Zustand ermittelt wurden.

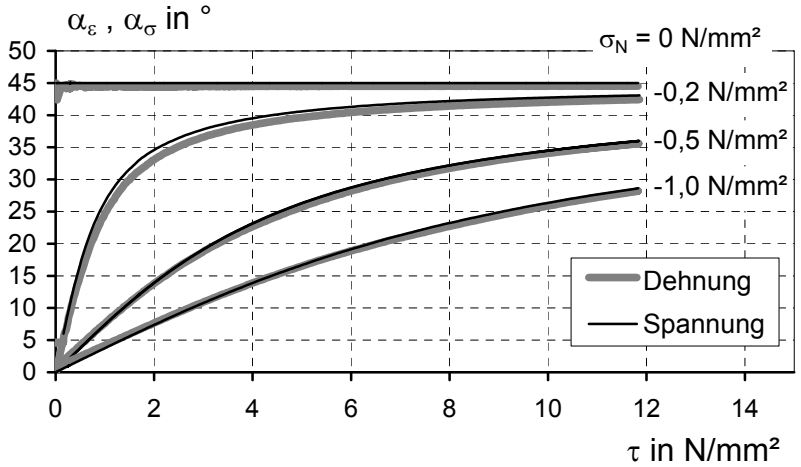


Bild 5.9: Hauptspannungsrichtungen ermittelt aus Dehnungen α_ε und Spannungen α_σ in Abhängigkeit der Normalkraft und Torsionsbelastung

Die Untersuchungen und der hieraus ermittelte E-Modul des Aluminiumzylinders von rd. 70000 N/mm² zeigen, dass der Versuchsstand eine kombinierte Beanspruchung aus Torsion und zentrischer Normalkraft ermöglicht.

5.2.3 Durchgeführte Untersuchungen

Experimentelle Untersuchungen

Es wurden Torsionsversuche an Zweistein-Prüfkörpern unterschiedlicher Geometrien durchgeführt. Durch Torsionsversuche an Hohlzylindern wurden unter der Annahme eines dünnwandigen Querschnittes Stoffgesetze direkt ermittelt. Torsionsversuche an Vollzylindern und Rechteckquerschnitten und deren numerische Simulation sollten bei Steigerung der Komplexität der Spannungszustände Rückschlüsse auf die Versagensmechanismen liefern.

Die Bestimmung der Stoffgesetze auf Grundlage von Torsionsversuchen an Hohlzylindern erfolgte für unterschiedliche Materialkombinationen aus Kalksandsteinen und Dünnbettmörtel. Vergleichbare Untersuchungen konnten für Normalmörtel aufgrund von Schwindprozessen im Steinrandbereich nicht durchgeführt werden. Diese hätten zu nicht beschreibbaren Ausgangszuständen geführt, was eine sinnvolle Auswertung nicht ermöglicht hätte.

Torsionsversuche an Vollzylindern wurden mit Kalksandsteinen in Kombination mit Dünnbettmörtel und Normalmörtel durchgeführt. Durch einen auf Grundlage der Untersuchungen am Dünnbettmörtel hergeleiteten Näherungsansatz konnte auch ein Stoffgesetz für den Normalmörtel direkt aus den Torsionsversuchen abgeleitet werden.

Die Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten wurden neben den o. g. Materialkombinationen zusätzlich an Kalksand-Lochsteinen mit Dünnbettmörtel sowie Vormauersteinen (Voll- und Hochlochziegel) mit Normalmörtel durchgeführt. Hierbei wurden zur Abbildung unterschiedlicher Überbindemaße verschiedene Geometrien geprüft. Die Versuche wurden ohne und mit Auflast senkrecht zur Fuge durchgeführt. Die Auflaststufen wurden in Anlehnung an DIN EN 1052-3 gewählt. Die maximale Prüfkörpergeometrie bzw. Auflast wird begrenzt durch ein durch den Torsionsstand maximal aufbringbares Torsionsmoment von 1500 Nm.

Bei den Prüfkörpern handelt es sich um Zweistein-Prüfkörper mit einer Mörtelfuge in Prüfkörpermitte. Bei der Herstellung der Prüfkörper wurden die unterschiedlichen Stein-Probekörper aus den Mauersteinen herausgesägt bzw. gebohrt. Anschließend wurde der Feuchtegehalt im Anlieferungszustand wiederhergestellt. Es wurden jeweils zwei ursprüngliche Lagerflächen der Mauersteine miteinander vermörtelt. Die Prüfkörperhöhe entsprach bei den Kalksandsteinen rd. 250 mm (zwei in Richtung Steinhöhe halbierte und vermörtelte Stein-Probekörper) und bei den Mauerziegeln rd. 150 mm (2 Steinhöhen zzgl. Lagerfuge). Bild 5.10 zeigt schematisch die Geometrien der einzelnen Prüfkörper.

Der Mörtelauftrag erfolgte mit einer Mauerkelle mit Fugendicken von 2 bis 3 mm beim Dünnbettmörtel und 12 mm beim Normalmörtel. Die Frisch- und Festmörtelkennwerte der einzelnen Mörtelmischungen enthält Tabelle C1. Bis zur Prüfung lagerten die Probekörper in einem geschlossenen Labor bei rd. 20°C unter einer Folie. Zur Minimierung von Schwindprozessen wurden die Kalksandsteinprüfkörper mit Normalmörtel einzeln mit einer Folie umwickelt.

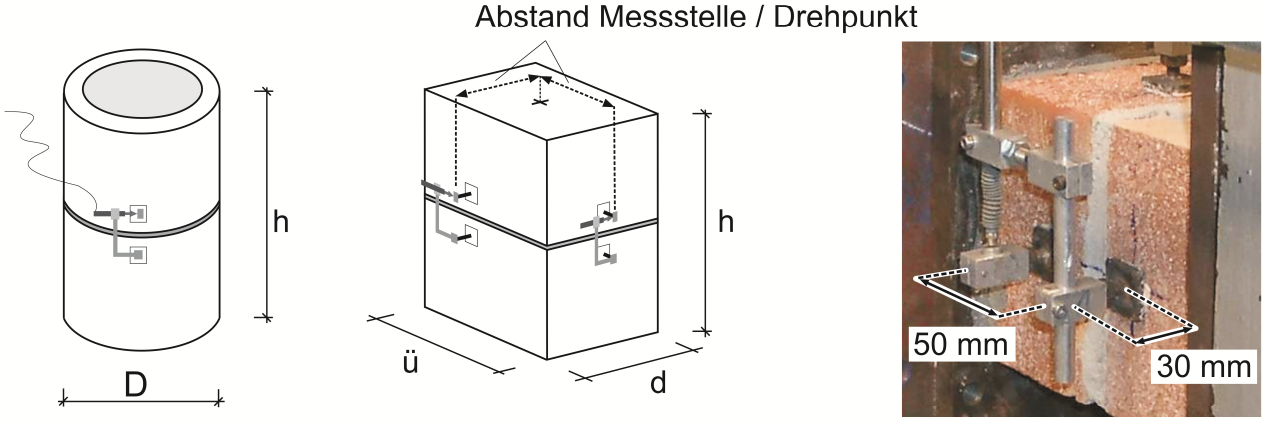


Bild 5.10: Schematische Darstellung der Prüfkörpergeometrien und der Verformungsmessungen

Vor der Prüfung wurden mit einem Zweikomponenten-Epoxidharz rechteckige Lasteinleitungsplatten aus Stahl auf die Ober- und Unterseite der Prüfkörper geklebt. Die eine Stahlplatte wurde mit Gewindeschrauben an die Drehscheibe 1 im Torsionsstand kraftschlüssig angeschraubt, die andere Stahlplatte durch Gegendrehen von Gewindeschrauben an den Ecken in vertikaler Richtung zur Aufnahme des Torsionsmomentes gehalten.

Während der Belastung wurden bei den Zylindern die Verformungen über den Fugen mit drei induktiven Wegaufnehmern W1 (Versuche ohne Auflast) bzw. W10 (Versuche mit Auflast), die im Winkelabstand von 120° angeordnet waren, gemessen. Bei den Rechteckquerschnitten wurden die Verformungen an den vier Prüfkörperseiten bestimmt. Für die Auswertung der Versuche wurden die im Abstand von rd. 30 mm von der Prüfkörperoberfläche gemessenen Verformungen durch einen linearen Zusammenhang auf den mittleren Radius der Hohlzylinder bzw. über den Abstand zum Drehpunkt (Prüfkörpermitte) in den Drehwinkel φ umgerechnet.

Die Durchführung der Versuche ohne Auflast erfolgte kraftgeregelt. Die Maximallast wurde nach rd. 1 bis 3 Minuten erreicht. Die Versuche mit Auflast wurden verformungsgeregelt über den Mittelwert der über die Fuge applizierten induktiven Wegaufnehmer durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeiten wurden dabei variiert, um nach Möglichkeit einen stabilen Versuchsablauf zu ermöglichen. Tabelle 5.3 zeigt eine Übersicht über das Versuchsprogramm.

Tabelle 5.3: Versuchsprogramm Torsionsversuche

Prüfkörper	Mauer-stein	Mörtel	D bzw. d x ü	σ_N 0	-0,2	-0,6	-1,0
-	-	-	mm	N/mm²			
Hohlzylinder	KSd	DMa-4	D_a = 150 D_i = 106	4	3	2[1)]	3
	KSe	DMb-7		5	2	5[2)]	2
		DMb-11		5	4	3	3
Voll-zylinder	KSd	DMa-4	D_a = 150	5	3	3	3
	KSe	DMb-7		5	4	2	2
		NMa-6		5	3	3	3
Rechteck-querschnitt	KSe	DMb-7	150 x 150	5	4[3)]	-	
			50 x 175	5	3	3	3
			100 x 175	5	-	2	
			175 x 175	5	-		
			250 x 175	4			
		NMa-6	150 x 150	5	4	2	3
			100 x 175	4	3	3	3
			175 x 175	5	3	-	
			250 x 175	5		-	
			100 x 250	4	-	3	-
	KSf	DMb-11	130x17	5	3	3	3[4)]
	VMzc	NMb-8	45 x 115	4	-		
			120 x 115	3	2	3	4
			240 x 155	5	-		
	KHLzd	NMb-8	45 x 115	5	-		
			120 x 115	5	3	3	3
			240 x 155	5	-		

1) σ_N = -0,5 N/mm²
2) zwei Prüfkörper mit σ_N = -0,4 N/mm²
3) ein Prüfkörper mit σ_N = -0,1 N/mm²
4) ein Prüfkörper mit σ_N = -0,8 N/mm²

Numerische Berechnungen

Mit Finite-Elemente-Berechnungen wurden die Spannungs- und Verformungszustände in den Mörtelfugen analysiert und die Versagensmechanismen für unterschiedliche Querschnittsgeometrien nachvollzogen. Die Finite-Elemente-Berechnungen wurden mit dem Programm DIANA [DIA08] durchgeführt.

Die Mauersteine sowie die ebenfalls abgebildeten Stahlplatten zur Lasteinleitung wurden mit dreidimensionalen Kontinuumselementen mit 20 Knoten und 3 translatorischen Freiheitsgraden sowie linear-elastischem Materialgesetz diskretisiert. Der Mauermörtel sowie die Kontaktebene zwischen Mauerstein und Mauermörtel wurden mit Interface-Elementen verschmiert abgebildet. Das Element hat 16 Knoten mit jeweils drei translatorischen Freiheitsgraden. Dem Interface–Element kann das in Abschnitt 5.1.2 beschriebene Stoffgesetz zugewiesen werden. In Bild 5.11 sind die Netze des Hohlzylinders, des

Vollzylinders und eines Rechteckquerschnittes dargestellt. Die vordere Stahlplatte, an der die Torsionsbelastung aufgebracht wurde, wurde in jedem Knoten in z-Richtung gehalten. Die hintere Stahlplatte, auf deren Oberfläche durch eine Flächenlast die Normalspannung aufgebracht wurde, wurde in jedem Knoten in x und y-Richtung unverschieblich gehalten.

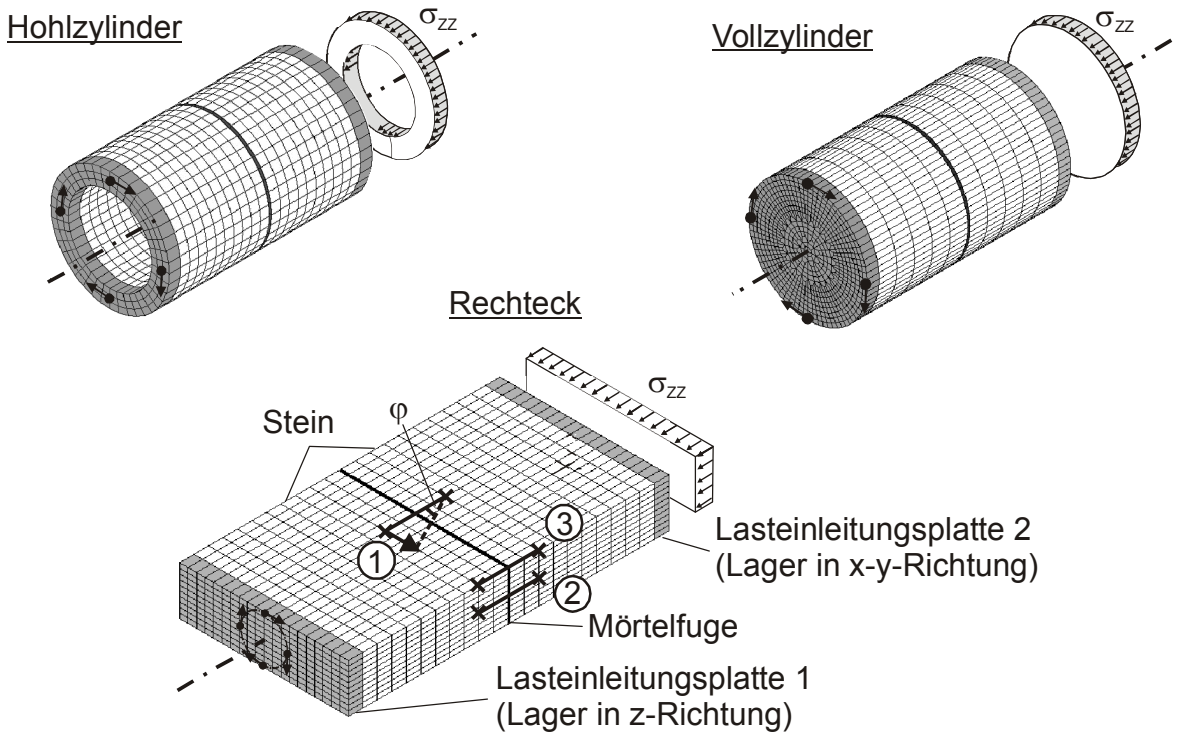


Bild 5.11: FE-Netze

Zur Einleitung der Verdrehung wurden oberhalb der vorderen Stahlplatte 4 dreidimensionale Stabelemente vom Typ L13BE mit zwei Knoten und drei Translations- und drei Rotationsfreiheitsgraden entsprechend Bild 5.11 angeordnet. Durch Kopplung der Stabelemente nur in Richtung ihrer Längsachse mit der Stahlplatte („tying“) konnte durch eine translatorische Verschiebung der Stabelemente eine verzerrungsfreie Rotation der Stahlplatte erzeugt werden. Die Wahl der Verformungsinkremente erfolgte so, dass die Berechnungen stabil waren und in markanten Bereichen der berechneten Torsionsmoment-Verdrehungslinien ausreichend viele Belastungsschritte ermittelt wurden. Das Torsionsmoment wurde über die Summe der tabellierten Reaktionskräfte an den Stabelementen und dem entsprechenden Hebelarm zum Drehpunkt berechnet. Entsprechend der experimentellen Untersuchungen wurde die Verdrehung φ aus der gegenseitigen Verschiebung von Messpunkten mit einem Abstand von rd. 50 mm berechnet (Messstellen 1, 2 in Bild 5.11). Zusätzlich wurde die gegenseitige Verschiebung der an den Mörtel grenzenden Steinflächen (Verformungen in der Mörtelfuge) sowie die Normal- und Tangentialspannungen ausgewertet.

5.3 Ergebnisse der Torsionsversuche an Zylindern

5.3.1 Anmerkungen zur Auswertung der Versuche

Bei den über induktive Wegaufnehmer verformungsgeregelten Versuchen traten teilweise nach Erreichen der Maximallast Instabilitäten in der Regelung in Form von Ent- und Belastungsschleifen auf. Bild 5.12 zeigt beispielhaft einen Kurvenverlauf, der Unstetigkeiten aufweist, sowie eine korrigierte Versuchskurve.

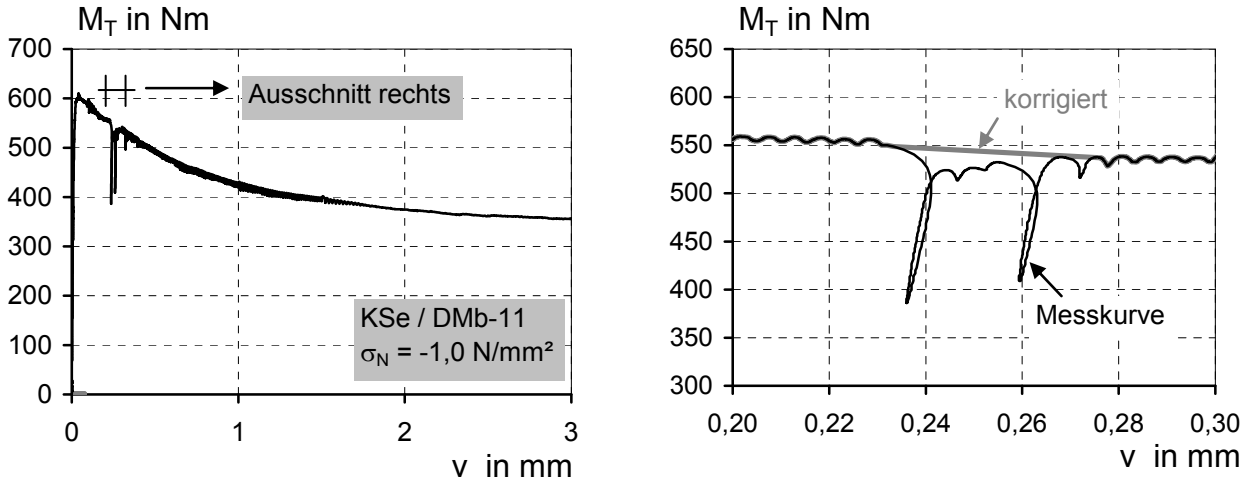


Bild 5.12: Torsionsmomenten-Verschiebungskurve mit Regelinstabilitäten
Korrektur der Versuchskurve

Die Größe und Häufigkeiten der Instabilitäten variierte bei den einzelnen Prüfkörpern. In gewissem Maße war eine Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit und der Steifigkeit der Proben erkennbar. Eine Systematik beim Auftreten konnte jedoch nicht identifiziert und dadurch das Auftreten der Instabilitäten auch nicht vermieden werden. Die ebenfalls zu beobachtenden kleineren Ent- und Belastungen (Schwingungen) wurden nicht korrigiert.

Die Bestimmung der Verformungen erfolgte in rd. 30 mm Abstand von der Prüfkörperoberfläche. Bei den Versuchen an den Hohlzylindern wurden die Mittelwerte der gemessenen Verformungen linear über den Abstand der Wegaufnehmer zum Drehpunkt auf den mittleren Radius umgerechnet. Bei den Vollzylindern wurde der Drehwinkel durch Division der mittleren gemessenen Verformungen durch den Abstand der Wegaufnehmer zum Drehpunkt unter der Annahme einer mit Abstand zum Drehpunkt linearen Verformungszunahme ermittelt.

5.3.2 Torsionsversuche an Hohlzylindern

Experimentelle Untersuchungen und Bestimmung der Stoffgesetze von Dünnbettmörtel

Für die Auswertung wurden aus den Torsionsmomenten gemäß Gleichung (Gl. 5.12) die mittleren Schubspannungen τ_M berechnet. Die gemessenen Verformungen wurden unter der Annahme eines linearen Zusammenhangs von Verformung und radialem Abstand vom Drehpunkt auf den mittleren Radius r_M, siehe Bild 5.13 (links), bezogen. Die Schubspannungs-Verschiebungslinien sind in Bild 5.13 (rechts) beispielhaft für die Versuchsserie KSa / DMa dargestellt. Dabei enthalten die Verformungen v_M sowohl den Verformungsanteil im Stein- als auch im Fugenbereich. Zusätzlich sind die ermittelten Verformungen an einem Kalksandstein-Prüfkörper ohne Mörtelfuge dargestellt. Analog zur Normalsteifigkeit bei den Haftzugversuchen (siehe Abschnitt 4) kann die Tangentialsteifigkeit als näherungsweise linear angenommen werden und der Steifigkeit des Kalksandsteinmaterials gleichgesetzt werden. Für die weiteren Berechnungen wird daher mit $G = E / (2(1 + \upsilon))$ und der Annahme $\upsilon = 0{,}15$ ein auf die Fugendicke bezogener Schubmodul für den Dünnbettmörtel DMa von $G_0 = 4780$ N/mm² / d_F und für den Dünnbettmörtel DMb von $G_0 = 5240$ N/mm² / d_F angesetzt.

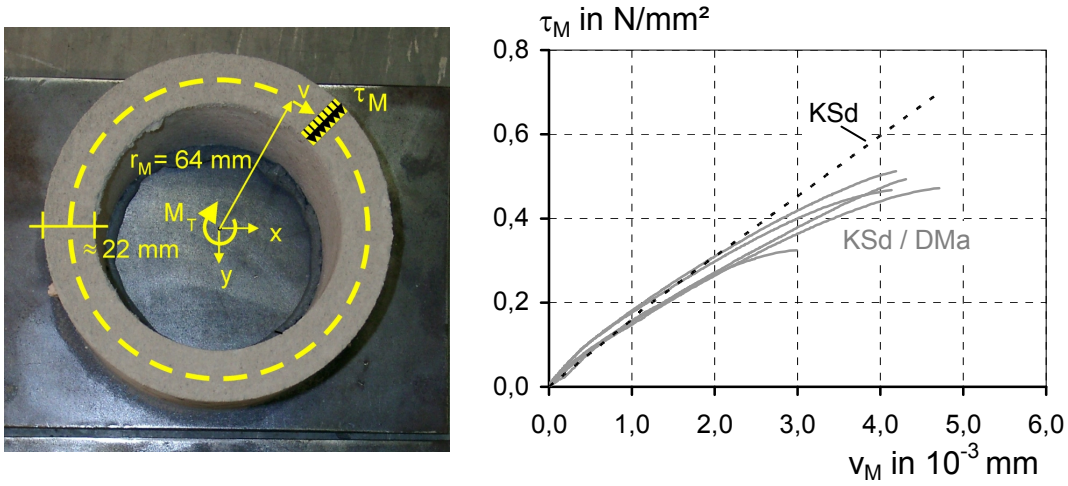


Bild 5.13: Kalksandstein-Hohlzylinder
Scherspannungs-Verschiebungslinien - KSd und KSd / DMa, $\sigma_N = 0$

Bild 5.14 a) zeigt die Scherspannungs-Verschiebungskurven mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung bis zur Maximallast beispielhaft für die Versuchsserie KSd / DMa. Mit höherer Auflast wird der Verlauf der Scherspannungs-Verschiebungslinien zunehmend nichtlinear. Die Anfangssteifigkeit kann durch den Schubmodul des Kalksandsteinmaterials zutreffend beschrieben werden. Grundsätzlich kann das Verformungsverhalten durch einen bi-linearen oder elastisch-plastischen Verlauf angenähert werden. Das verwendete und in DIANA implementierte Stoffgesetz sieht diese Möglichkeit jedoch nicht vor.

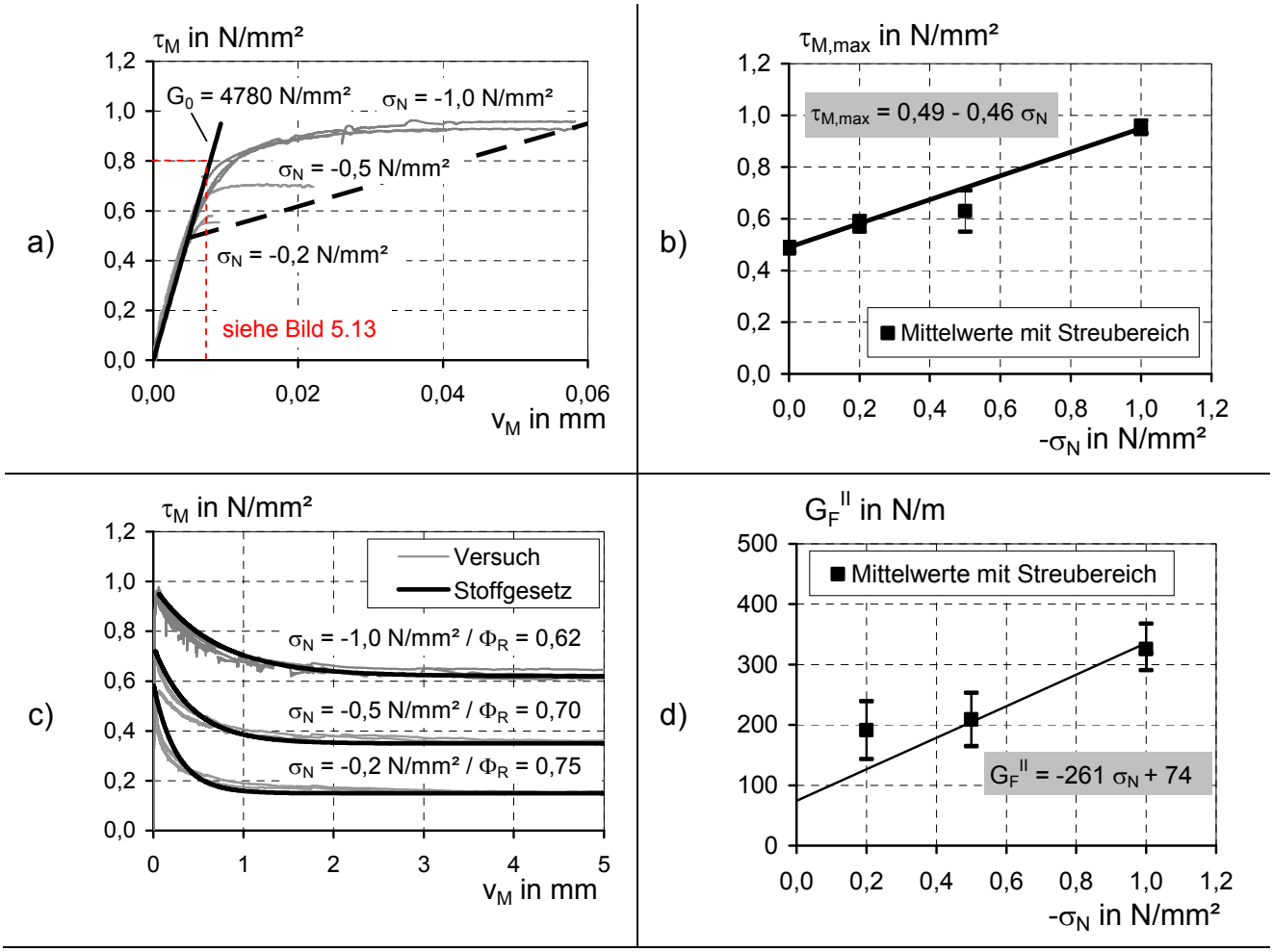


Bild 5.14: Torsionsversuche an Hohlzylindern - KSd / DMa
a) Scherspannungs-Verschiebungslinien bis Maximallast
b) Maximale Scherspannung in Abhängigkeit der Normalspannung
c) vollständige Scherspannungs-Verschiebungslinien
d) Bruchenergie im Modus II in Abhängigkeit der Normalspannung

Bild 5.14 c) zeigt die vollständigen Scherspannungs-Verschiebungslinien. Der Restreibungskoeffizient Φ_R wurde aus der Schubspannung bei horizontalem Kurvenverlauf und der zugehörigen Normalspannung mit $\tau_{res} = - \Phi_R \cdot \sigma_N$ ermittelt. Auffällig ist hierbei zumindest bei Versuchsserie KSd / DMa die Auflastabhängigkeit der Gleitreibungskoeffizienten. Es ist davon auszugehen, dass dies auf unterschiedliche Versagensvorgänge zurückzuführen ist. Bei höheren Auflasten wurde der Mörtel stärker „zermahlen“, wodurch die Verzahnung und der Gleitreibungskoeffizient geringer sind. In Bild 5.14 b) sind die maximalen Scherspannungen $\tau_{M,max}$ in Abhängigkeit der Normalspannung dargestellt. Die Parameter c_0 und Φ_0 analog Gleichung (Gl. 5.1) wurden durch Regressionsrechnungen bestimmt. Die Gesamtbruchenergie G_F^{II} (Adhäsions- und Reibungsanteil) wurde durch Integration der Fläche unter der Scherspannungs-Verschiebungskurven entsprechend Bild 5.3 ermittelt. Die Mittelwerte sowie der Streubereich sind in Bild 5.14 d) dargestellt. Eine Zusammenfassung der ermittelten Kennwerte liefert Tabelle D1 (Anhang D).

Die wesentlichen, das Stoffgesetz beschreibenden Parameter können somit direkt aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Da das in den Versuchen ermittelte Nachbruchverhalten jedoch nicht optimal mit dem exponentiellen Ansatz gemäß Gleichungen (Gl. 5.2) und (Gl. 5.3) unter Verwendung der ermittelten Bruchenergie beschrieben werden kann, wurden zusätzlich die Kennwerte des Stoffgesetzes in Optimierungsrechnungen zur bestmöglichen Anpassung der experimentellen und rechnerisch bestimmten Scherspannungs-Verschiebungskurven variiert. Dabei wurden die 4 folgenden Ansätze verwendet, vgl. auch [Bra08b] und [Bra08c]:

A) alle Parameter c_0, Φ_0, Φ_R, a und b variabel, mit Φ_R = konst.
B) wie A) mit $\Phi_R = f(\sigma_N)$
C) wie B) mit c_0 = 0,49 N/mm²
D) c_0 , Φ_0 , Φ_R entsprechend Bild 5.14 b) und c) , Parameter a und b variabel

Die Optimierungsrechnungen erfolgten für die Kurvenverläufe nach Erreichen der Maximallast. Die Ergebnisse enthält Tabelle 5.4.

Tabelle 5.4: Stoffgesetze Mauermörtel unter Scherbeanspruchung

Mauer-stein	Mörtel		c_0	Φ_0	Φ_R					$G_F^{II} = -a \cdot \sigma_N + b$	
					σ_N in N/mm²					a	b
					-0,2	-0,4	-0,5	-0,6	-1,0		
-	-		N/mm²	-	-					mm	N/mm
KSd	DMa	A[1)]	0,38	0,52	0,65					0,329	0,082
		B[1)]	0,40	0,50	0,75	-	0,70	-	0,62	0,326	0,033
		C[1)]	0,49	0,42	0,91		0,76		0,62	0,360	0,020
		D[1)]	0,49	0,46	0,75		0,70		0,62	0,261	0,074
KSe	DMb1 [3)]		0,68	0,86	0,62	0,72	-	0,63	-	0,280	0,064
	DMb2 [3)]		0,57	0,41	0,70	-	-	0,64	0,60	0,280[2)]	0,064[2)]
	NMa		0,40	0,40	0,46					0,753	0,0057

1) unterschiedliche Berechnungsansätze
2) übernommen von KSe / DMb1
3) DMb1 für Mörtelmischung DMb-7, DMb2 für Mörtelmischung DMb-11

Für die weiteren Berechnungen sowie die Auswertung der weiteren Versuchsserien wurde der Ansatz D gewählt, da hierbei die charakteristischen Kennwerte der Kurve (Anfangs- und Endpunkt) festgelegt sind und der Kurvenverlauf lediglich durch Variation der Bruchenergie bestmöglich dem Versuchsergebnis angepasst wird. Das Stoffgesetz nach Ansatz D ist in Bild 5.14 c) im Vergleich zu den Versuchsergebnissen dargestellt. Bild 5.14 d) zeigt den linearen Zusammenhang der Bruchenergie im Vergleich zu den direkt aus den Versuchen ermittelten Kennwerten.

Die in analoger Form mit Ansatz D ausgewerteten Ergebnisse der Versuchsserie KSe / DMb (Mörtelmischungen 7 und 11) sind in Bild D1 (Anhang D) dargestellt.

Numerische Untersuchungen

Die Torsionsversuche an den Hohlzylindern wurden unter Ansatz der direkt aus den Versuchen ermittelten Stoffgesetze nachgerechnet. Die Berechnungen wurden analog zu den durchgeführten Versuchen ausgewertet. Die berechneten Scherspannungs-Verschiebungslinien sind in Bild 5.15 im Vergleich zu den Eingabeparametern der Berechnungen (Stoffgesetz gemäß Tabelle 5.4) unter Berücksichtigung der elastischen Verformungen im Kalksandstein im Bereich der Messlänge dargestellt.

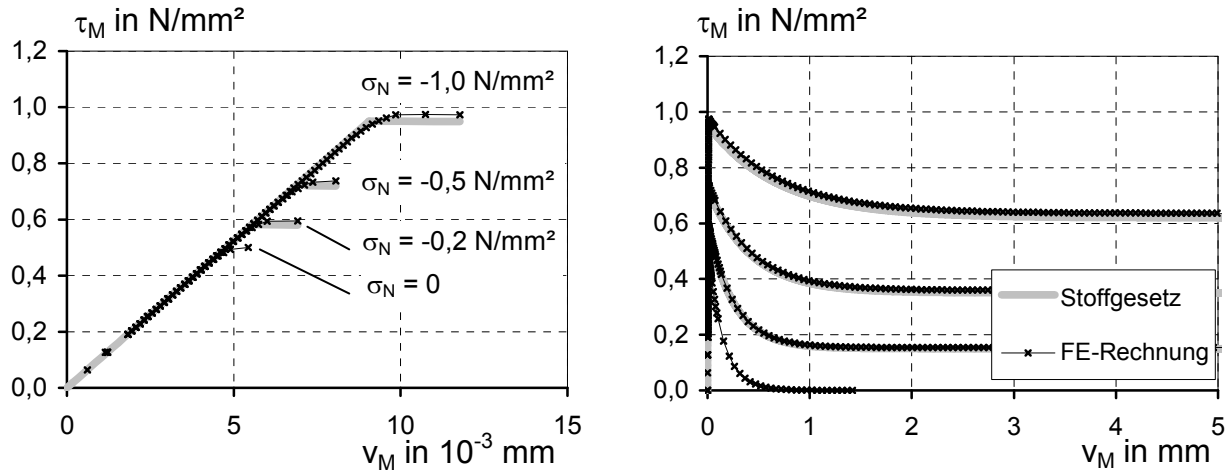


Bild 5.15: Torsionsversuche an Hohlzylindern - KSd / DMa
Vergleich der Scherspannungs-Verschiebungslinien des Stoffgesetzes und der Berechnungsergebnisse am Hohlzylinder

Da die Eingabeparameter den Berechnungsergebnissen entsprechen, kann gefolgert werden, dass mit dem Prüfverfahren eine direkte Ermittlung der Stoffgesetze zulässig ist. Der nichtlineare Verlauf der Berechnungsergebnisse vor Erreichen der Maximallast ist darauf zurückzuführen, dass kein ideal dünnwandiger Querschnitt vorliegt und am äußeren Rand vor Erreichen der Maximallast plastische Verformungen auftreten. Durch den nahezu horizontalen Verlauf nach Erreichen der maximalen Scherspannung liegt beim maximalen Torsionsmoment jedoch eine nahezu gleichmäßige Scherspannungsverteilung vor.

5.3.3 Torsionsversuche an Vollzylindern

Experimentelle Untersuchungen

Die Torsionsversuche an Kalksandstein-Vollzylindern wurden mit Dünnbettmörtel und Normalmörtel durchgeführt. In Bild 5.16 sind vergleichend die ermittelten Torsionsmoment-Drehwinkel-Beziehungen bis zur Maximallast dargestellt. Die Versuche mit Normalmörtel

zeigen ein deutlich ausgeprägtes nichtlineares Materialverhalten mit einer geringeren Schubsteifigkeit als der Dünnbettmörtel. Die vollständigen Kurvenverläufe, auch der weiteren untersuchten Materialkombinationen, enthält Bild D2.

In Bild 5.16 (links) sind zusätzlich die elastischen Verformungen unter Ansatz eines Schubmoduls von $G^*_0 = 5240 / d_F$ [N/mm³] für den Dünnbettmörtel und von $G^*_0 = 456 / d_F$ [N/mm³] für den Normalmörtel (ermittelt aus dem E-Modul der Haftzugversuche und $\upsilon = 0{,}15$) dargestellt (gestrichelte Linien). Die Verformungen des Kalksandsteinmaterials im Bereich der Messlänge wurden mit E = 12050 N/mm² und $\upsilon = 0{,}15$ berücksichtigt. Mit den angesetzten Steifigkeiten können auch die Torsionsversuche an den Vollzylindern annähernd beschrieben werden. Aus den experimentellen Untersuchungen können ansonsten zunächst nur die Restreibungskoeffizienten mit Gleichung (Gl. 5.11) mit $\tau_{pl} = -\sigma_N \cdot \Phi_R$ ermittelt werden. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle D2 zusammengefasst.

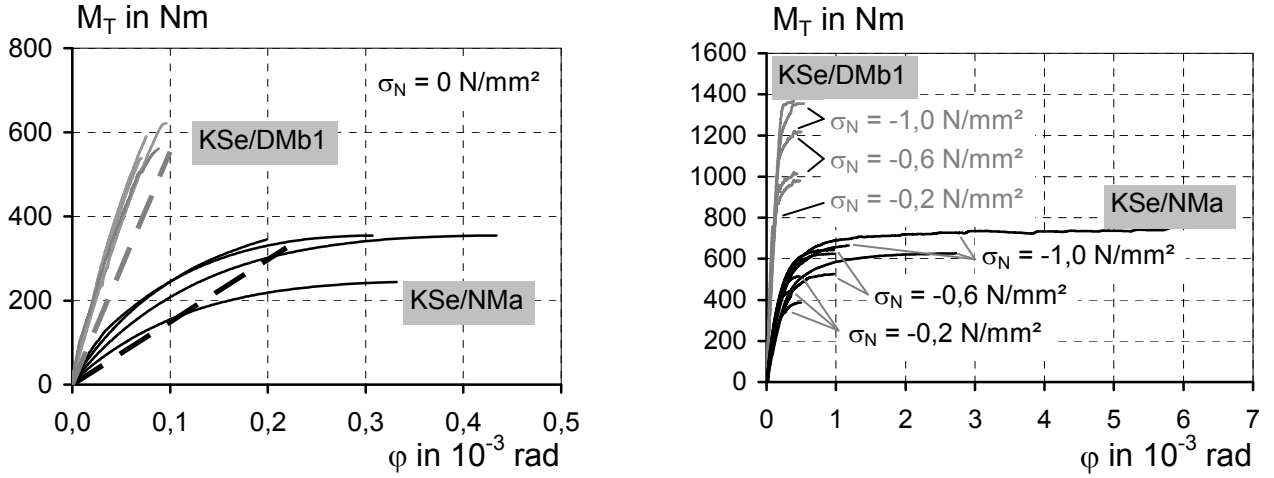


Bild 5.16: Torsionsversuche an Vollzylindern - KSe / DMb1 und NMa
Momenten-Verdrehungslinien bis zur Maximallast (inkl. Steinverformungen)
links: ohne Auflast, rechts: mit Auflast

Im Allgemeinen sind die Restreibungskoeffizienten geringer als bei den Hohlzylindern, wobei bei den Dünnbettmörteln ebenfalls eine Auflastabhängigkeit festzustellen ist. Für den Normalmörtel sind die Werte annähernd konstant. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass zumindest im äußeren Randbereich ein Grenzflächenversagen aufgetreten ist. Grundsätzlich zeigten die Prüfkörper mit Normalmörtel – auch bei den Untersuchungen an den Rechteckquerschnitten – einen Einfluss des Randschwindens auf das Verbundverhalten analog zu den Haftzugprüfkörpern, siehe Bild 4.6. Bei den Versuchsergebnissen ist daher auch die innere Verbundfläche (Durchmesser D_m) mit einem augenscheinlich besseren Haftverbund angegeben. Die Auswertungen erfolgten jedoch analog zu den Haftzugversuchen aus den in Abschnitt 4 angeführten Gründen in Bezug auf die gesamte Querschnittsfläche.

Um die vollständigen Stoffgesetze des Normalmörtels auf Grundlage der Torsionsversuche an den Vollzylindern zu bestimmen, erfolgt in den folgenden Abschnitten die Herleitung eines analytischen Berechnungsansatzes zur Auswertung der Versuchsergebnisse.

Numerische Berechnungen und analytischer Berechnungsansatz - Dünnbettmörtel

Die Torsionsversuche mit Dünnbettmörtel wurden unter Ansatz der in Tabelle 5.4 angegebenen Stoffgesetze numerisch nachgerechnet. Die Torsionsmoment-Drehwinkellinien (ermittelt über eine Messlänge von 50 mm einschließlich der Verformungen im Kalksandstein) sind in Bild D2 a) und b) im Vergleich zu den Versuchsergebnissen dargestellt und zeigen eine sehr gute Übereinstimmung. Die höheren Restreibungsmomente bei der Berechnung von Versuchsserie KSd / DMa sind auf die bei den Hohlzylindern bestimmten höheren Gleitreibungsbeiwerte (siehe oben) zurückzuführen.

Unter der Annahme, dass die Verformungen im Vollzylinder in Abhängigkeit des Abstandes vom Drehpunkt entsprechend der Theorie von BAKER [Bak80] (Starrkörperverschiebung) linear zunehmen, kann mit dem in Bild 5.3 dargestellten Stoffgesetz die Scherspannung im Vollzylinder in Abhängigkeit des Drehwinkels φ und des Radius r wie folgt berechnet werden:

$$\tau(\varphi,r)=\begin{cases} G_0^{*}\cdot\varphi\cdot r & \varphi\cdot r\le k_1 \\ -\sigma_N\cdot\Phi_R+\left[-\sigma_N\cdot\left(\Phi_0-\Phi_R\right)+c_0\right]\cdot e^{-\frac{c_0}{G_F^{II}}\cdot v_{pl}} & \varphi\cdot r\ge k_1 \end{cases} \qquad \text{(Gl. 5.17)}$$

mit

$$k_1=\frac{c_0-\Phi_0\cdot\sigma_N}{G_0^{*}}$$

$G^{*}_0 = G_0 / d_F$

Dabei wird davon ausgegangen, dass an der Rissspitze keine Spannungskonzentrationen auftreten. Durch Integration kann das Torsionsmoment in Abhängigkeit des Drehwinkels berechnet werden:

$$M_T=\int_0^{2\pi}\int_0^{k_1/\varphi} G_0^{*}\cdot\varphi\cdot r^3\,dr\,d\theta \quad+\int_0^{2\pi}\int_{k_1/\varphi}^{R}\left(-\sigma_N\cdot\Phi_R+\left[-\sigma_N\cdot\left(\Phi_0-\Phi_R\right)+c_0\right]\cdot e^{-\frac{c_0}{G_F^{II}}\cdot v_{pl}}\right)\cdot r^2\,dr\,d\theta$$

(Gl. 5.18)

Wegen $v_{el} << v_{pl}$ kann, um eine geschlossene Lösung zu erhalten, $v = v_{pl}$ gesetzt werden. Die Lösung des Integrals liefert

$$M_T = \frac{\pi}{2}\cdot G_0^* \cdot k_1 \cdot \left(\frac{k_1}{\varphi}\right)^3 - \frac{2\pi}{3}\cdot \sigma_N \cdot \Phi_R \cdot \left[R^3 - \left(\frac{k_1}{\varphi}\right)^3\right] + 2\pi \cdot \left[-\sigma_N \cdot \left(\Phi_0 - \Phi_R\right) + c_0\right] \cdot \frac{G_F^{II}}{c_0} \cdot$$
$$\left[e^{-\frac{c_0}{G_F^{II}}\cdot k_1} \cdot \left(k_1^{\,2} + \frac{2\cdot k_1 \cdot G_F^{II}}{c_0} + \frac{2\cdot G_F^{II\,2}}{c_0^{\,2}}\right) \cdot \frac{1}{\varphi^3} - e^{-\frac{c_0}{G_F}\cdot\varphi\cdot R} \cdot \left(\frac{R^2}{\varphi} + \frac{2\cdot R\cdot G_F^{II}}{c_0\cdot\varphi^2} + \frac{2\cdot G_F^{II\,2}}{c_0^{\,2}\cdot\varphi^3}\right)\right]$$

(Gl. 5.19)

Bild 5.17 zeigt den Vergleich der numerisch und nach (Gl. 5.19) ermittelten Torsionsmomenten-Drehwinkelbeziehungen für das Stoffgesetz der Materialkombination KSe / DMb1. Um die Ergebnisse direkt miteinander vergleichen zu können, wurde der Drehwinkel auf die Messlänge von 50 mm unter Berücksichtigung der linear-elastischen Steinverformungen bezogen.

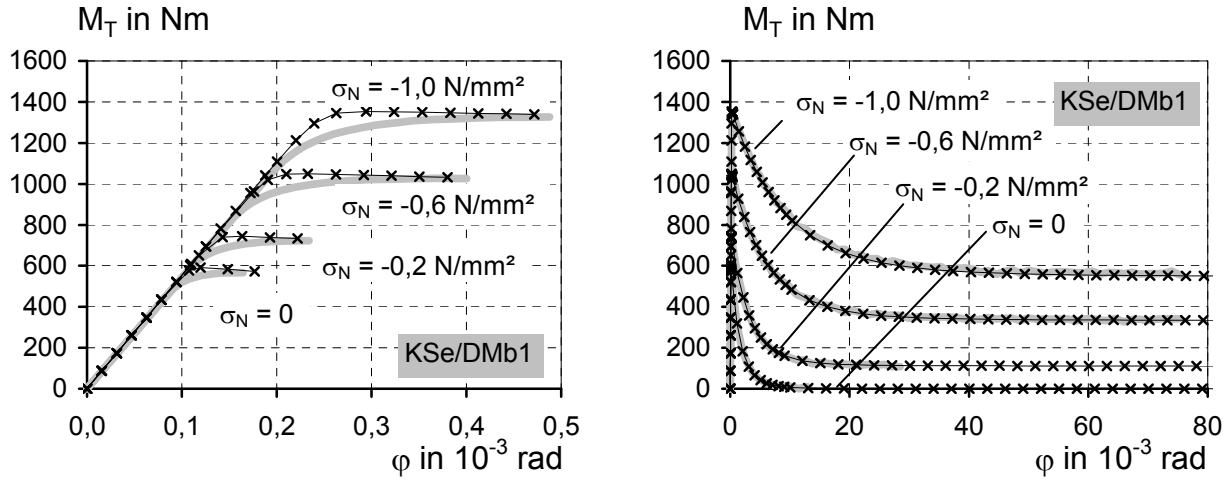


Bild 5.17: Torsionsversuche an Vollzylindern - KSe / DMb1
Scherspannungs-Verschiebungslinien
links: bis Maximallast, rechts: vollständige Kurvenverläufe
Kreuze: analytischer Ansatz, Linie: FE-Rechnung

Die analytischen und numerischen Berechnungen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung. Die Abweichungen im Bereich der Maximallasten sind darauf zurückzuführen, dass die Annahme einer linearen Verformungszunahme in Abhängigkeit des Radius (Starrkörperverschiebung) für steife Mörtel nicht vollständig zutrifft (siehe unten), aufgrund des langsamen Lastabfalls nach Erreichen der Maximallast der Einfluss für die untersuchten Mörtel jedoch gering ist.

Numerische und analytische Berechnungen sowie Ermittlung der Stoffgesetze - Normalmörtel

Der geschlossene analytische Ansatz kann - wie oben nachgewiesen - zur Bestimmung von Stoffgesetzen durch Regressionsrechnungen unter Variation der Parameter und bestmöglichen Anpassung der an Vollzylindern ermittelten Moment-Drehwinkelbeziehungen verwendet werden. Für die Auswertung der Versuche mit Normalmörtel wurde bei der analytischen Berechnung zur besseren Beschreibung des Materialverhaltens eine elastisch-plastische Spannungs-Verschiebungskurve mit $v_{el} = v_{pl}$ zu Grunde gelegt, siehe Bild 5.18 (links). Gleichung (Gl. 5.17) muss somit um den plastischen Anteil der Spannungs-Dehnungslinie erweitert werden:

$$\tau(\varphi,r) = \begin{cases} G_0^* \cdot \varphi \cdot r & \varphi \cdot r \le k_1 \\ G_0^* \cdot k_1 = -\sigma_N \cdot \Phi_0 + c_0 & k_1 \le \varphi \cdot r \le 2k_1 \\ -\sigma_N \cdot \Phi_R + \left[-\sigma_N \cdot (\Phi_0 - \Phi_R) + c_0\right] \cdot e^{-\frac{c_0}{G_F^{II}} \cdot v_{pl}} & \varphi \cdot r \ge 2k_1 \end{cases} \qquad \text{(Gl. 5.20)}$$

Die Aufstellung und Lösung des Integrals erfolgt analog zu (Gl. 5.18) und (Gl. 5.19). Auf eine Darstellung wird hier verzichtet.

Der Restreibungskoeffizient wurde unabhängig von der Auflast zu $\Phi_R = 0{,}46$ auf Grundlage der Versuchsergebnisse bestimmt, siehe Bild 5.18 (rechts).

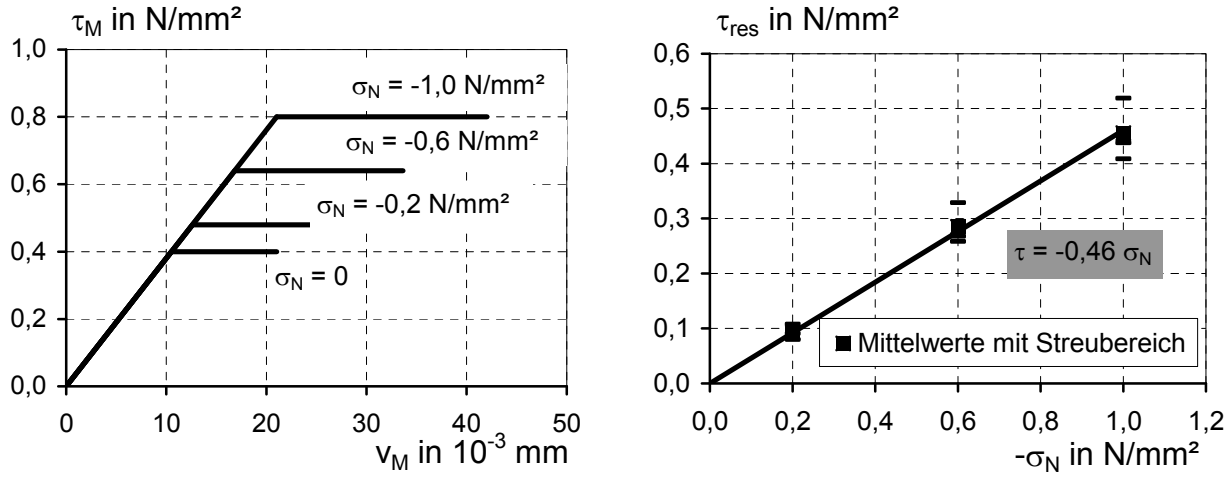


Bild 5.18: Stoffgesetz für KSe / NMa
links: elastisch-plastische Scherspannungs-Verschiebungskurven
rechts: Restscherspannung in Abhängigkeit der Normalspannung

Die weiteren Parameter des Stoffgesetzes c_0, Φ_0, $G_F^{II} = b - a \cdot \sigma_N$ wurden durch Optimierungsrechnungen bestimmt, so dass eine bestmögliche Anpassung der Versuchsergebnisse mit dem analytischen Ansatz nach Gleichung (Gl. 5.20) erfolgt.

Analog zu den Auswertungen bei den Hohlzylindern wurden hierzu zunächst die Parameter c_0 und Φ_0 bestimmt, so dass die charakteristischen Anfangs- und Endpunkte der Kurven festgelegt sind. Anschließend wurden durch Variation der Parameter a und b die Kurvenverläufe bestmöglich angepasst.

In Bild D2 d) sind die berechneten Kurvenverläufe mit den Versuchsergebnissen dargestellt. Die Parameter des ermittelten Stoffgesetzes enthält Tabelle 5.4, mit denen auch exemplarisch für die Auflaststufen $\sigma_N = 0$ und $\sigma_N = -0{,}6$ N/mm² die Torsionsmomenten-Drehwinkelkurven numerisch berechnet wurden. Den Vergleich der FE-Rechnungen mit den Versuchsergebnissen zeigt Bild D2 c). In Bild 5.19 sind die analytischen und numerischen Berechnungsergebnisse vergleichend dargestellt.

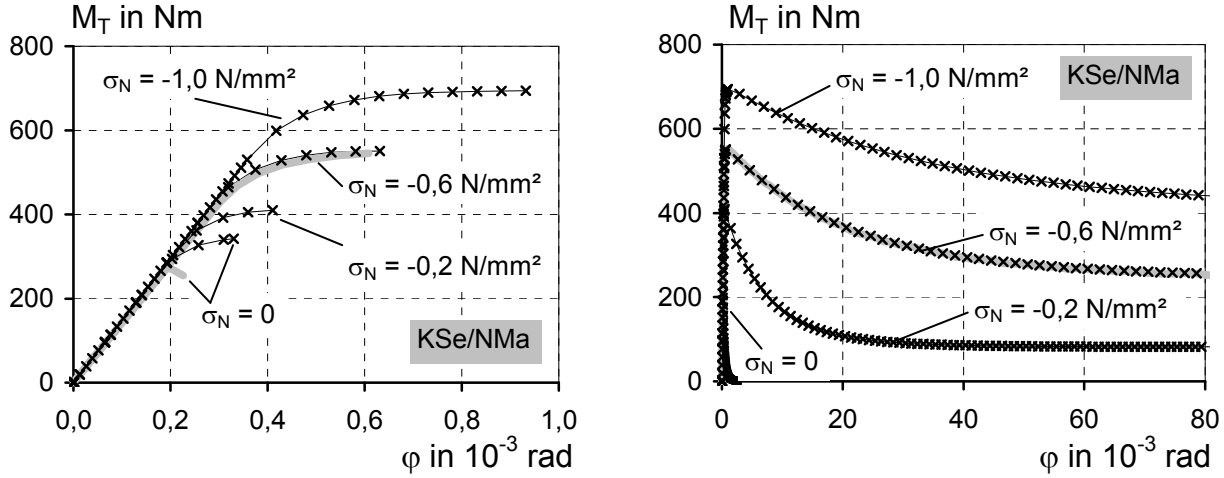


Bild 5.19: Torsionsversuche an Vollzylindern - KSe / NMa
Momenten-Verdrehungslinien
links: bis Maximallast, rechts: vollständige Kurvenverläufe
Kreuze: analytischer Ansatz, Linie: FE-Rechnung

Für $\sigma_N = -0{,}6$ N/mm² stimmen die Kurvenverläufe sehr gut überein. Die Unterschiede für $\sigma_N = 0$ sind darauf zurückzuführen, dass bei der numerischen Berechnung aufgrund des implementierten Stoffgesetzes der plastische Anteil der Spannungs-Dehnungslinie entsprechend Bild 5.18 nicht abgebildet werden konnte. Für $\sigma_N = -0{,}6$ N/mm² verläuft die Scherspannungs-Verschiebungslinie nach Erreichen der Verbundfestigkeit infolge des auflastabhängigen Bruchenergieanteils für kleine Verformungen deutlich flacher als für $\sigma_N = 0$, wodurch das plastische Materialverhalten gemäß Bild 5.18 auch in der numerischen Berechnung annähernd beschrieben wird.

Spannungsverteilung in der Fuge

In Bild 5.20 sind die Schubspannungsverteilungen in Abhängigkeit des Radius und der Normalspannung beim maximal übertragbaren Torsionsmoment dargestellt. In Bild D3 sind darüber hinaus die Schubspannungsverteilungen bei Erstrisslast sowie die jeweils zu-

gehörigen Scherverformungen in der Fuge für die Auflaststufen 0 und 0,6 N/mm² dargestellt.

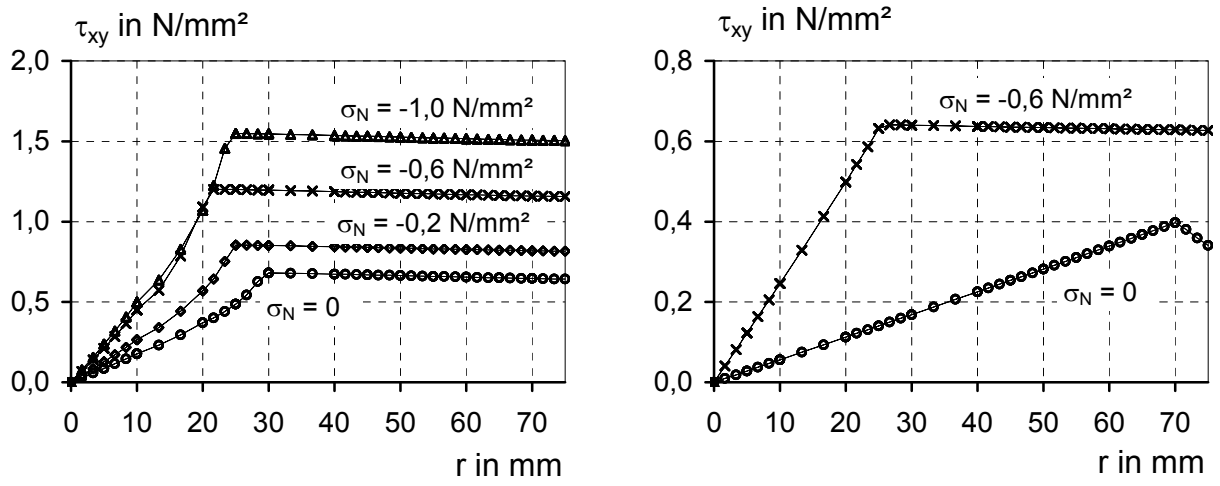


Bild 5.20: resultierende Schubspannung in Abhängigkeit des Radius im Vollzylinder bei Maximallast bei unterschiedlichen Auflaststufen
links: KSe / DMb1, rechts: KSe / NMa

Aufgrund der ermittelten Spannungs- und Verformungsverteilungen kann folgendes festgestellt werden:

1. Der langsame Spannungsabfall nach Erreichen der Scherfestigkeit führt zu annähernd konstanten Scherspannungen (auf dem Spannungsniveau der Scherfestigkeit) im für das Torsionsmoment maßgebenden Bereich der Querschnittsfläche. Mit zunehmender Auflast wird der plastische Bereich ebenfalls größer. Lediglich beim Normalmörtel ohne Auflast ist eine lineare Spannungsverteilung bei Maximallast erkennbar, die auf den geringen auflastunabhängigen Anteil der Bruchenergie (siehe Tabelle 5.4) zurückzuführen ist. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der nichtlineare Anteil der Spannungs-Dehnungslinien in den FE-Rechnungen nicht abgebildet werden konnte.

2. Bei Überscheiten der Scherfestigkeit liegt für den Dünnbettmörtel – abweichend von der Annahme beim analytischen Berechnungsansatz - ein nichtlinearer Zusammenhang von Verformung und Drehwinkel vor. Aufgrund des langsamen Spannungsabfalls ist der Einfluss auf das Berechnungsergebnis (siehe Bild 5.17) jedoch gering, wobei der geringfügige Unterschied zwischen den numerischen und analytischen Berechnungen im Bereich der Maximallast hierdurch erklärt werden kann.

3. Nur für den Fall einer im Vergleich zum Mauerstein weichen Mörtelfuge kann von einer Starrkörperverschiebung entsprechend der Theorie von BAKER mit einer linear vom Anstand des Drehpunktes abhängigen Verformung ausgegangen werden.

Die konstante Scherspannungsverteilung über den für das Torsionsmoment maßgebenden Querschnittsbereich lässt vermuten, dass zur Bestimmung der Maximallast eine rein plastische Berechnung des Torsionsmomentes unter Ansatz von Gleichung (Gl. 5.11) möglich ist. In Tabelle D3 sind die mit (Gl. 5.11) ermittelten Torsionsmomente $M_{T,pl}$ den numerischen und den analytisch unter Verwendung von (Gl. 5.20) ermittelten Ergebnissen ($M_{T,FE}$ bzw. $M_{T,cal}$) gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, dass der innere Kegel mit linear-elastischem Materialverhalten nahezu keine Auswirkungen auf das übertragbare maximale Torsionsmoment hat. Lediglich für den Normalmörtel ohne Auflast werden die Maximallasten im Vergleich zu den FE-Rechnungen durch Ansatz eines plastischen Verhaltens mit der Scherfestigkeit ($c_0 - \sigma_N \cdot \Phi_0$) deutlich überschätzt. Wie bereits angeführt, ist die in den FE-Rechnungen angesetzte linear-elastische Spannungs-Dehnungslinie gemäß dem implementierten Stoffgesetz für den untersuchten Normalmörtel konservativ.

5.4 Ergebnisse der Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten

5.4.1 Anmerkungen zur Auswertung der Versuche

Bei den experimentellen Untersuchungen wurden die Verformungen im Abstand von rd. 30 mm von der Steinoberfläche bestimmt, siehe Bild 5.10. Bei den Vollzylindern erfolgte die Umrechnung der gemessenen Verformungen in den Drehwinkel unter Annahme einer linearen Verformungszunahme über den Abstand zum Drehpunkt. Die FE-Berechnungen haben gezeigt, dass diese Annahme beim Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich (tw. gerissener Querschnitt) nicht zutreffend ist. Es war zunächst zu vermuten, dass eine Auswertung der Versuchsergebnisse in analoger Form bei den Rechteckquerschnitten aufgrund der unterschiedlichen Abstände der Messstellen zum Drehpunkt zu größeren Unterschieden bei den berechneten Drehwinkeln führt. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse zeigt jedoch, dass auch hier die berechneten Drehwinkel annähernd gleich groß sind. Bild 5.21 zeigt beispielhaft die berechneten Verschiebungen an den Messpunkten der unterschiedlich langen Prüfkörperseiten sowie die über den Abstand zum Drehpunkt berechneten Drehwinkel für beide Messstellen.

Da die berechneten Drehwinkel annähernd gleich groß sind, erfolgte sowohl die Auswertung der Berechnungs- als auch der Versuchsergebnisse in Bezug auf den mittleren Drehwinkel (Abstand der Messpunkte über die Fuge: 50 mm).

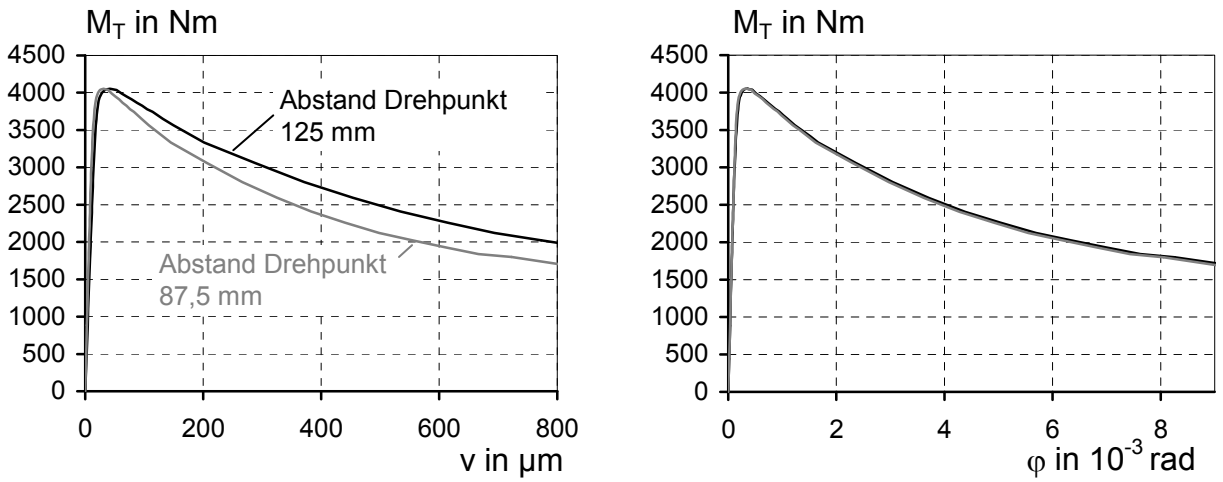


Bild 5.21: Gemessene Torsionsmoment-Verformungs-Kurven und daraus berechnete Torsionsmoment-Drehwinkel-Kurven (Abstand zum Drehpunkt siehe Bild 5.10)

5.4.2 Untersuchungen an Kalksandsteinen

Experimentelle Untersuchungen

Die Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten wurden mit Dünnbettmörtel und Normalmörtel durchgeführt. Die in Bild D4 vergleichend dargestellten Torsionsmomenten-Drehwinkel-Beziehungen bis zur Maximallast ($\sigma_N = 0$) zeigen für den Normalmörtel analog zu den Vollzylindern eine geringere Schubsteifigkeit als für den Dünnbettmörtel sowie ein ausgeprägter nichtlineares Materialverhalten. Die vollständigen Kurvenverläufe der Versuche mit Auflast enthält Bild D5. In Tabelle D4 sind die maximalen Torsionsmomente und die direkt aus den Versuchen entsprechend Gleichung (Gl. 5.16) bestimmten Restreibungskoeffizienten mit $\tau_{pl} = \tau_{res} = -\sigma_N \cdot \Phi_R$ angegeben. Die Auflaststufen wurden bei den Versuchsserien teilweise aufgrund des begrenzt aufbringbaren maximalen Torsionsmomentes variiert.

Die Restreibungskoeffizienten liegen beim Dünnbettmörtel in der Größenordnung der an den Vollzylindern bestimmten Werte. Beim Normalmörtel zeigen die Versuche abweichend von den Versuchen an den Vollzylindern eine Auflastabhängigkeit und liegen über den an den Vollzylindern bestimmten Werten. Es kann nur vermutet werden, dass dies auf das Randschwinden zurückzuführen ist, das bei größeren Querschnittabmessungen der Rechteckquerschnitte zu einem prozentual größeren „inneren Verbundbereich“ führt, siehe Bild 5.22 (links). In Tabelle D4 ist die innere Verbundfläche mit einem augenscheinlich besseren Haftverbund angegeben. Entsprechend den Versagensmechanismen beim Dünnbettmörtel ist davon auszugehen, dass bei geringerer Auflast eine stärkere Verzahnung auftritt als bei höheren Auflasten.



Bild 5.22: links: Verbundflächen für KSe / NMa-6 (150 x 150 mm²)
rechts: Verbundflächen für KSf / DMb-11 (130 x 175 mm²)

Die bei der Versuchsserie mit Lochsteinen KSf / DMb-11 zunächst aufgrund der Verdübelungswirkung zu erwartenden Unterschiede im Vergleich zu Vollsteinen, wie bei den Haftzugversuchen beobachtet, konnten bei den ermittelten Torsionsmoment-Drehwinkel-Kurven sowie den Restreibungskoeffizienten nicht nachgewiesen werden. Die Bruchbilder zeigten dabei unterschiedliche Versagensarten der Mörteldorne auch innerhalb eines Prüfkörpers, siehe Bild 5.22 (rechts). Eine Abhängigkeit des Versagensbildes von der Auflast sowie Auswirkungen auf das Tragverhalten konnten nicht identifiziert werden. Hier sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Numerische Untersuchungen

Die Torsionsversuche mit Dünnbettmörtel wurden unter Ansatz des in Tabelle 5.4 angegebenen Stoffgesetzes DMb1 numerisch nachgerechnet. Die maximalen Torsionsmomente sind in Tabelle D5 angegeben und die ermittelten Torsionsmoment-Drehwinkellinien in Bild D5 dargestellt. Der Vergleich der Versuchs- und Berechnungsergebnisse zeigt unter Berücksichtigung der Versuchsstreuung i. Allg. eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Auf eine Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen mit Normalmörtel wurde verzichtet, da das nichtlineare Materialverhalten nicht abgebildet werden kann. Die Berechnungen wurden lediglich für die Querschnittsform 175 x 250 mm² durchgeführt, da hier ein Vergleich mit den Berechnungen der Mauerwerkwände möglich ist. Die Versuchsergebnisse werden unter Ansatz der linearen Spannungs-Dehnungslinie deutlich unterschätzt, siehe Tabelle D6.

In den Bildern D6 und D7 sind die Schubspannungsverteilungen in der Fuge bei Auflaststufen von $\sigma_N = 0$ und $\sigma_N = -0{,}6$ N/mm² für ausgewählte Querschnitte für die Laststufen bei Erstrissbildung und beim maximalen Torsionsmoment dargestellt. Die in Bild D8 dargestellten Normalspannungen verdeutlichen den Einfluss der Verwölbung auf die Spannungsverteilung. Die geringe Steifigkeit des Normalmörtels führt zu geringen

Normalspannungsspitzen in der Fuge. Zum besseren Vergleich der Spannungsverteilungen sind in Bild D9 zusätzlich die Schubspannungen im Querschnitt für verschiedene Achsen dargestellt.

Für den Dünnbettmörtel entspricht die Spannungsverteilung bis zur Erstrissbildung qualitativ der Schubspannungsverteilung nach der Elastizitätstheorie. Bei Erreichen der Maximallast ist der Querschnitt nahezu vollständig, mit Ausnahme des inneren Kegels, auf dem Spannungsniveau aus Adhäsion und Haftreibung durchplastifiziert. Mit zunehmender Auflast wird bei Maximallast der innere Kegel mit linearem Materialverhalten aufgrund der zunehmenden Bruchenergie kleiner. Da dieser Bereich nur einen geringen Einfluss auf das maximale Torsionsmoment hat, wurde dieses entsprechend (Gl. 5.16) unter der Annahme eines voll durchplastifizierten Querschnitts mit $\tau_{pl} = c_0 - \sigma_N \cdot \Phi_0$ analog zu den Vollzylindern berechnet. Die maximalen Torsionsmomente sind in Tabelle D5 angegeben. Der Vergleich der analytischen und numerisch ermittelten Momente zeigt, dass die Ergebnisse bei gleichen Seitenlängen und zunehmender Auflast besser übereinstimmen. Es kann hier zunächst festgehalten werden, dass eine Berechnung des maximalen Torsionsmomentes grundsätzlich über den Ansatz der plastifizierten Fuge, unter Berücksichtigung der Querschnittsgeometrie und der Normalspannung, plausibel erscheint, wobei für die übertragbaren Schubspannungen sowohl der Adhäsions- als auch der Haftreibungsanteil ansetzbar sind. Der Ansatz der reinen Gleitreibung ist hier deutlich zu konservativ.

Die Normalmörtelfuge zeigt eine von der Dünnbettmörtelfuge abweichende Schubspannungsverteilung. Bis zur Erstrisslast erscheint diese eher charakteristisch für eine Starrkörperverschiebung nach der Theorie von BAKER, wobei keine rein lineare Abhängigkeit der Schubspannung vom Drehpunkt erkennbar ist. Die Schubspannungen sind vielmehr an allen Rändern annähernd gleich groß. Es ist davon auszugehen, dass eine Überlagerung der Theorie der Starrkörperverschiebung und der Elastizitätstheorie eine zutreffende Beschreibung liefert. Durch Berechnung weiterer Steifigkeiten könnten hier weitere Rückschlüsse gezogen werden. Bei dem Prüfkörper ohne Auflast führt der geringe Anteil der auflastunabhängigen Bruchenergie in der FE-Rechnung zu einem Spannungsabfall nach Erreichen der Maximallast und zu keiner deutlichen weiteren Laststeigerung. Bei dem Prüfkörper mit Auflast ist wie auch beim Dünnbettmörtel ein Durchplastifizieren erkennbar. Analog zum Dünnbettmörtel wurden die Torsionsmomente unter Ansatz eines vollständig plastischen Materialverhaltens mit (Gl. 5.16) berechnet. Der Vergleich zwischen FE-Rechnung und der analytischen Lösung zeigt, dass bereits bei einer Auflast von σ_N= -0,02 N/mm² eine Annäherung des analytischen Ansatzes und der numerischen Berechnung erfolgt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den analytischen Berechnungsergebnissen zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Der Unterschied zur FE-Rechnung ist darauf zurückzuführen, dass hierbei das nichtlineare

Materialverhalten bis zur Maximallast unberücksichtigt geblieben ist. Aufgrund dieser Ergebnisse erscheint es daher vertretbar, auch beim Normalmörtel das maximale Torsionsmoment über den Ansatz der plastifizierten Fuge zu berechnen.

5.4.3 Untersuchungen an Ziegeln

Die an Prüfkörpern aus Vormauerziegeln ermittelten Torsionsmomenten-Drehwinkel-Beziehungen sind in Bild D10 dargestellt. In Tabelle D7 sind die maximalen Torsionsmomente und die direkt aus den Versuchen entsprechend Gleichung (Gl. 5.16) bestimmbaren Restreibungskoeffizienten mit $\tau_{pl} = \tau_{res} = -\sigma_N \cdot \Phi_R$ angegeben.

Die Lochziegel zeigen bei den Prüfkörpern ohne Auflast mit halbsteinigem Überbindemaß und den ganzen Mauerziegeln einen ausgeprägten nichtlinearen Verlauf. Dies ist auf die Verzahnung durch die Mörteldorne zurückzuführen. Bei dem Überbindemaß von 45 mm zeigt sich dieser Effekt nicht. Ursache hierfür ist vermutlich, dass durch das kurze Überbindmaß und die Außenstege keine ausreichende Verdübelungswirkung an beiden Lagerfugenflächen entsteht. Bei zunehmender Normalspannung verlaufen sowohl bei den Lochziegeln als auch bei den Vollziegeln die Kurven vor Erreichen der Maximallast ausgeprägter nichtlinear.

Die vollständigen Kurvenverläufe zeigen keinen deutlich unterschiedlichen Verlauf bei den Voll- und Lochziegeln. Vermutlich infolge von Verzahnungseffekten durch die Mörteldorne ist die Restreibung bei den Lochziegeln größer als bei den Vollziegeln.

Die Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze erfolgte an dieser Mauerstein- / Mauermörtelkombination nicht. Grundsätzlich ist dies jedoch in analoger Form zu den Kalksandstein-Vollzylindern oder bei Begrenzung der Randschwindeffekte mit Torsionsversuchen an Hohlzylindern analog [Mas10] möglich.

5.5 Einaxiale Haftscherversuche

An ausgewählten Stein-Mörtelkombinationen wurde die Haftscherfestigkeit nach DIN 18555-5 und / oder DIN EN 1052-3 bestimmt. Die Prüfung nach DIN 18 555-5 erfolgte i. W. zur Überprüfung der Streuungen innerhalb unterschiedlicher Mörtelmischungen, siehe Abschnitt 4. Die Prüfung nach DIN EN 1052-3 erfolgte bei den Versuchsserien KSd / DMa, KSe / DMb, KSe / NMa und KSf / DMb, um Vergleichswerte zu normativen Kenngrößen zu erhalten. Bei den 500 mm langen Steinen erfolgte die Prüfung an in Richtung Steinlänge halbierten Steinen. Die Versuchsergebnisse enthält Tabelle D8. Eine grafische Darstellung zeigt Bild D11.

Beide Prüfverfahren eignen sich nicht zur direkten Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze. Grundsätzlich ist dies zwar über eine inverse Bestimmung möglich, aufgrund der Vielzahl der Parameter und der Versuchstechnik ist die Bestimmung mit größeren Unsicherheiten behaftet als bei den Torsionsversuchen. Die Vorgehensweise der inversen Bestimmung erfolgte beispielsweise in [Bra05a] und [Bra07] und ist in [Bra06] beschrieben. In [Bra06] wurden auch die Spannungsverteilungen in den Prüfkörpern nach DIN 18555-5 und DN EN 1052-3 analog [Stö90] ausgewertet. Diese verdeutlichen die Ursache für den in früheren Untersuchungen festgestellten – und mittlerweile normativ verankerten – Prüffaktor zwischen DIN- und EN-Verfahren von rd. 2. Die Gegenüberstellung der mit beiden Prüfverfahren ermittelten Haftscherfestigkeitswerte (Mittelwerte der einzelnen Mischungen mit Angabe des Streubereiches, vgl. Tabelle C1) in Tabelle 5.5 zeigt ebenfalls Verhältniswerte in dieser Größenordnung

Tabelle 5.5: mittlere Haftscherfestigkeit f_{v0} in N/mm² nach DIN 18555-5 und DIN EN 1052-3 im Vergleich

Versuchsserie	$f_v = (\tau_{M,max})$	
	DIN 18555-5	DIN EN 1052-3
KSd / DMa	0,65 [1)] 0,81 [2)] [0,77…0,86]	0,28
KSe / DMb	1,02 [2)] [0,74..1,35]	0,57
KSe / NMa	0,59 [2)] [0,48..0,74]	0,33

1) aus Mauersteinen KSd gesägte Prüfkörper
2) KS-Referenzsteine

Dabei ist einschränkend anzumerken, dass die Bestimmung der Haftscherfestigkeit nach dem DIN-Verfahren mit Ausnahme der Versuchsserie KSd an Kalksand-Referenzsteinen erfolgte und die Mittelwerte der einzelnen Mischungen nicht unerhebliche Streuungen zeigen. Grundsätzlich stehen die Ergebnisse jedoch nicht im Widerspruch zu den bisherigen Erkenntnissen. Zur Absicherung dieses Verhältniswertes sind jedoch

umfangreichere, unter statistischen Gesichtspunkten auszuwertende Untersuchungen auch mit unterschiedlichen zulässigen Prüfkörperformaten beim EN-Versuch erforderlich. Im Rahmen der in [Bra08c] durchgeführten Untersuchungen wurden die Haftscherversuche der Versuchsserie KSd / DMa unter Ansatz des Stoffgesetzes numerisch simuliert. Die Ergebnisse wurden in [Bra08b] veröffentlicht. Es zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den numerischen und experimentell bestimmten Ergebnissen.

5.6 Zusammenfassung

Mit der neu entwickelten Prüfmethode, bei der Torsionsversuche an Hohlzylindern durchgeführt werden, konnten die vollständigen Stoffgesetze von Dünnbettmörteln unter Scherbeanspruchung direkt ermittelt werden. Das Prüfverfahren wurde mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen validiert, indem nachgewiesen wurde, dass die Eingabeparameter des Stoffgesetzes den Berechnungsergebnissen entsprechen. Infolge von Randschwindeffekten war eine analoge Prüfung von Normalmörtel nicht möglich.

Unter der Annahme einer Starrkörperverschiebung der Mauersteine konnte ein analytischer Ansatz zur Beschreibung des Materialverhaltens in einem Vollzylinder hergeleitet werden. Der Ansatz wurde durch numerische Berechnungen und Torsionsversuche an Dünnbettmörtel-Prüfkörpern validiert. Der analytische Ansatz ermöglicht die Auswertung der Torsionsversuche, so dass auch anhand der Vollzylinder die vollständigen Stoffgesetze, und somit auch für den Normalmörtel, direkt ermittelt werden konnten.

Sowohl der Dünnbettmörtel als auch der Normalmörtel weisen ein ausgeprägt duktiles Verhalten auf. Dabei zeigt der Normalmörtel einen nichtlinearen Verlauf bis zum Erreichen der Maximallast, der Dünnbettmörtel bei den Versuchen ohne Auflast einen langsameren Lastabfall nach Erreichen der Maximallast, der sich auch in einer im Vergleich zum Normalmörtel größeren auflastunabhängigen Bruchenergie widerspiegelt. Die Bruchenergie nimmt bereits bei geringen Auflasten für beide untersuchten Mörtelarten deutlich zu und führt zu einem noch duktileren Verhalten. Die Auswertungen der Untersuchungsergebnisse zeigen, dass das Tragverhalten bei Maximallast näherungsweise durch ein plastisches Materialverhalten bei Ansatz der Adhäsion und der Anfangshaftreibung beschrieben werden kann.

In dem für die numerischen Berechnungen verwendeten Finite-Elemente-Programm DIANA ist die Beschreibung des tatsächlichen Materialverhaltens des Normalmörtels mit einer elastisch-plastischen bzw. bi-linearen Spannungs-Dehnungslinie nicht möglich, wodurch die Versuchsergebnisse mit den numerischen Simulationsrechnungen unterschätzt werden.

Zur Analyse der Spannungsverteilung in torsionsbeanspruchten Rechteckquerschnitten wurden die durchgeführten Torsionsversuche unter Ansatz der an den zylindrischen Prüfkörpern ermittelten Stoffgesetze numerisch simuliert. Die Versuchs- und Berechnungsergebnisse zeigen dabei eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Bis zur Erstrissbildung entspricht die Spannungsverteilung in der steiferen Dünnbettmörtelfuge qualitativ der Spannungsverteilung nach der Elastizitätstheorie. Beim maximalen Torsionsmoment ist der Querschnitt nahezu, mit Ausnahme eines inneren Kegels, auf dem Spannungsniveau der Scherfestigkeit vollständig durchplastifiziert, so dass auch für den Rechteckquerschnitt das maximale Torsionsmoment näherungsweise analytisch berechnet werden kann. Dabei ist mit zunehmender Auflast und quaderförmigen Querschnittsgeometrien aufgrund der gleichmäßigeren Spannungsverteilung eine bessere Übereinstimmung des analytischen Ansatzes mit den Versuchs- und Berechnungsergebnissen festzustellen. Beim weicheren Normalmörtel entspricht die Spannungsverteilung bis zur Erstrisslast eher der einer Starrkörperverschiebung, wobei auch hier keine rein lineare Zunahme der Schubspannung mit dem Abstand zum Drehpunkt vorliegt. Die unzureichende Beschreibung der nichtlinearen Spannungs-Dehnungslinie führt in der numerischen Simulation zu einer Unterschätzung der Traglast. Die Versuchsergebnisse zeigen jedoch ebenfalls eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den analytischen Berechnungsansätzen, so dass auch beim Normalmörtel eine Berechnung über den Ansatz einer voll plastifizierten Fuge vertretbar ist. Einschränkend ist hier zu berücksichtigen, dass die Untersuchungen zunächst für nur zwei Dünnbettmörtel und einen Normalmörtel durchgeführt wurden. Um allgemeingültigere Aussagen treffen zu können, sind weitere Untersuchungen mit unterschiedlichen Stein-Mörtelkombinationen zielführend.

Die Untersuchungen mit Lochsteinen liefern beim Dünnbettmörtel keine deutlichen Unterschiede zu den Versuchen mit Vollsteinen. Die Ursache hierfür ist im Wesentlichen darin zu sehen, dass beim Dünnbettmörtel sowohl bei den Lochsteinen als auch bei den Vollsteinen ein Scherversagen im Mörtel aufgetreten ist. Bei den vergleichenden Untersuchungen an den Mauerziegeln, mit einem Versagen in der Kontaktzone Stein / Mörtel, zeigen die Lochziegel aufgrund der Verdübelungswirkung einen ausgeprägter nichtlinearen Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie und höhere Restreibungskoeffizienten. Zur Ermittlung der vollständigen Stoffgesetze für Verbundfugen von Lochsteinen sind jedoch noch weitere Untersuchungen erforderlich.

ABSCHNITT 6

BAUTEILUNTERSUCHUNGEN ZUM BIEGETRAGVERHALTEN VON MAUERWERK

Zur Beschreibung des Biegetragverhaltens von Mauerwerk wurde ein numerisches Modell entwickelt und an Wandversuchen kalibriert.

Die Wandversuche mit einer Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen wurden an unterschiedlichen Mauerstein- und Mauermörtelkombinationen unter Variation des Überbindemaßes durchgeführt, und zwar sowohl mit vermörtelten als auch unvermörtelten Stoßfugen. Hierdurch konnten die unterschiedlichen Versagensfälle und -mechanismen untersucht werden. Die numerischen Untersuchungen erfolgten unter Ansatz der in den vorherigen Abschnitten beschriebenen Stoffgesetze der Mauersteine und Verbundfugen. Beim Mauerwerk aus Vormauerziegeln wurden zusätzlich Biegezugversuche bei einer gleichzeitigen Normalkraftbeanspruchung senkrecht zur Lagerfuge durchgeführt.

Die Zielsetzung der Biegeversuche senkrecht zur Lagerfuge bestand in der Überprüfung eines Zusammenhangs zu den in Abschnitt 4 beschriebenen Biegehaftzugversuchen.

Die experimentellen Untersuchungen an den Mauerwerkwänden mit umfangreichen Verformungsmessungen und die numerischen Untersuchungen ermöglichen es, die Versagensmechanismen bei einer Biegebeanspruchung nachzuvollziehen. Die dargestellten Untersuchungen bilden die erforderliche Grundlage für die Durchführung von Parameterstudien zur Quantifizierung der maßgebenden Einflussgrößen als Basis zur Herleitung von Berechnungsansätzen.

6.1 Einleitung, Durchgeführte Untersuchungen

Zur Untersuchung des Biegetragverhaltens von Mauerwerk wurden Versuche an kleinen Mauerwerkwänden vergleichbar zur europäischen Prüfnorm DIN EN 1052-2 durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war in erster Linie, Daten zur Validierung von numerischen Berechnungen unter Ansatz der Baustoffkenngrößen aus den vorherigen Abschnitten zu erhalten sowie die Verformungszustände in der Wand in Abhängigkeit der Belastung zu analysieren. Der Großteil der Untersuchungen bezieht sich auf die Bestimmung der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen, da hierbei die Spannungszustände im Mauerwerk wesentlich komplexer und die Anzahl der Einflussfaktoren, wie z. B. das Überbindemaß, die Steinabmessungen und die Stoßfugenausführung, größer sind als bei der Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen.

Die Versuche wurden im Rahmen unterschiedlicher Forschungsprojekte mit teilweise auftragsbezogenen unterschiedlichen Zielsetzungen durchgeführt.

Die umfangreichsten Untersuchungen mit Variation der wesentlichen o. g. geometrischen Randbedingungen und unterschiedlichen Mörteln wurden für Mauerwerk aus Kalksandsteinen KSe im Rahmen eines Forschungsprojektes der Deutschen Forschungsgemeinschaft [Bra08e] durchgeführt. Als „Mörtel“ wurden hierbei ein Dünnbettmörtel und ein Normalmörtel sowie ein Epoxidharzkleber verwendet. Hierdurch konnten die relevanten Bruchkriterien sowohl bei Fugenversagen als auch bei Steinversagen mit den gleichen Mauersteinen einer Festigkeitsklasse untersucht werden. Bei den Untersuchungen an Porenbeton-Dünnbettmauerwerk, siehe auch [Bra06b], wurden das Überbindemaß sowie die Stoßfugenausführung variiert.

Darüber hinaus wurden in den Projekten [Bra08e] und [Bra08d] experimentelle Untersuchungen an Kalksand-Lochsteinen und Hochlochziegeln durchgeführt. Untersuchungen an Mauerwerk aus Vormauerziegeln bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung erfolgten in [Bra08a].

Die numerische Nachrechnung der Versuche zur Validierung der FE-Modelle wurde auf die Versuchsserien aus Kalksand-Vollsteinen und Porenbeton begrenzt. Für diese Materialkombinationen wurden die vollständigen Stoffgesetze in Kleinprüfkörperversuchen ermittelt, siehe Abschnitte 3 bis 5.

Die Tabellen 6.1 und 6.2 liefern eine Übersicht über die durchgeführten Untersuchungen. Aufgrund der langjährigen Prüferfahrung des Instituts für Bauforschung der RWTH Aachen und der geringen Versuchsstreuung bei bisher durchgeführten Untersuchungen war die zur Reduzierung des Prüfaufwandes durchgeführte Minimierung der Prüfkörperanzahl von normativ mindestens 5 auf 2 bzw. 3 Prüfkörper vertretbar.

Tabelle 6.1: Versuchsprogramm der Biegezugversuche an Mauerwerk

Stein	ü in mm	Beanspruchung parallel						senkrecht	
		Mörtel EP		DM		NM		DM	NM
		Stoßfugen uv	vm	uv	vm	uv	vm	uv	uv
KSe	250	2	2	2	-	3	3	2	3
	50	2	2	2	2	-		-	-
PPc	50	-		2	2	-		-	-
	100			1	-				
	300			2	2				
KSf	60	2	-	-		-		-	-
	120	2	2						
	250	-		2	-				
HLzb	120	-		2	2	-		-	-

Tabelle 6.2: Versuchsprogramm der Biegezugversuche an Mauerwerk aus Vormauerziegeln

Stein	ü in mm	Beanspruchung parallel						senkrecht
		Stoßfugen uv	vm					vm
		σ_N in N/mm² 0	0	-0,02	-0,04	-0,2	-0,3	-0,4	0
VMzc	45	-	3	-					-
	115	3	3+2	1	2	2	1	1	3
KHLzd	45	-	3	-					3
	115	3	3	-	2	1	-	-	3

Die Prüfkörpergeometrien wurden so gewählt, dass die Anforderungen nach DIN EN 1052-2 eingehalten wurden und ausreichende Biegeschlankheiten größer rd. 7,5 vorlagen. Die Prüfkörpergeometrien sind für die einzelnen Versuchsserien im Anhang E dargestellt. Abweichend von DIN EN 1052-2 bestand bei den Biegezugversuchen parallel zu den Lagerfugen bei den Mauersteinen im Format größer NF die oberste und unterste Steinlage jeweils aus in Steinhöhe halbierten Mauersteinen. Hierdurch konnte ein in Richtung Steinhöhe symmetrischer Prüfkörper hergestellt und die bei unsymmetrischer Anordnung auftretenden ungleichmäßigen Spannungsverteilungen vermieden werden. Ferner ist bei der Anordnung von ganzen Mauersteinen in der obersten und untersten Steinlage zumindest bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen davon auszugehen, dass in den hieran angrenzenden Steinlagen Spannungskonzentrationen auftreten und die zu

übertragenden Torsionsmomente in der obersten und untersten Lagerfuge größer sind als im mittleren Wandbereich. Weitere Hinweise und eigene Erfahrungen zur Durchführung von Biegezugversuchen an Mauerwerk wurden in [Bra08f] veröffentlicht.

6.2 Versuchseinrichtung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen

6.2.1 Prüfkörperherstellung und -lagerung

Die Mauersteine wurden im lieferfeuchten Zustand nach einer Vorlagerung im Hallenklima von i. d. R. mindestens 14 Tagen vermauert.

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgte in einer geschlossenen Prüfhalle bzw. in einem Laborraum mit Normklima 20/65. Die Prüfkörper wurden auf Stahlträgern aufgemauert. Die Unterseite bzw. die gesägte Seite der halbierten Mauersteine in der ersten Steinlage wurde zunächst mit einer dünnen Zementmörtel- oder Gipsschicht abgeglichen, damit die erste Lagerfugenfläche eben ausgerichtet werden konnte. Zwischen der ersten Steinlage und den Stahlträgern wurden zwei übereinanderliegende 2-lagige Folienlager angeordnet. Die obere Gleitfolie war im Bereich der Stoßfugen durchtrennt, um ein Verdrehen der Steine zu ermöglichen. Die untere Gleitfolie diente planmäßig dem einfacheren Ausrichten der Prüfkörper im Versuchsstand. Eigene Vorversuche sowie in [Sch89] beschriebene Untersuchungen haben gezeigt, dass eine vergleichbare Lagerung mit geringen Reibungsverlusten bei vertretbaren Prüfkosten optimal ist.

Der Mörtelauftrag erfolgte beim Normalmörtel mit einer konventionellen Maurerkelle. Beim Dünnbettmörtel wurden unterschiedliche Auftragsarten in Abhängigkeit der Steinart angewendet. Beim Porenbetonmauerwerk erfolgte der Mörtelauftrag in den Stoß- und Lagerfugen mit einer Zahnkelle. Die Fugendicke betrug rd. 2 mm. Beim Kalksandsteinmauerwerk erfolgte der Mörtelauftrag in den Lagerfugen mit einem Mörtelschlitten und einer auf den Mauerstein und Mauermörtel abgestimmten Zahnung. In den Stoßfugen wurde der Mörtel mit einer konventionellen Maurerkelle aufgetragen. Die Fugendicke betrug ebenfalls rd. 2 mm. Beim Ziegelmauerwerk erfolgte die Mörtelapplikation sowohl in den Stoß- als auch in den Lagerfugen im Tauchverfahren.

Die unvermörtelten Stoßfugen hatten beim Kalksandstein- und beim Porenbetonmauerwerk ebenfalls eine planmäßige Breite von rd. 2 mm, so dass eine Kraftübertragung in der Druckzone ausgeschlossen wurde. Beim Ziegelmauermauerwerk aus Hochlochziegeln und Dünnbettmörtel wurden die Mauersteine bei unvermörtelten Stoßfugen knirsch gestoßen. Beim Vormauerwerk wurden Stoßfugenbreiten von 10 mm gewählt, um das gleiche Überbindemaß wie bei den vermörtelten Stoßfugen einzuhalten.

Auf das Aufbringen einer gemäß DIN EN 1052-2 vorgeschriebenen Auflast von 0,0025 bis 0,005 N/mm² nach der Herstellung der Probekörper wurde verzichtet, da hierdurch entsprechend der in [Sch04] zitierten Versuche zur Haftscherfestigkeit keine höhere Verbundfestigkeit zu erwarten ist.

Die Prüfkörper wurden unmittelbar nach dem Herstellen vollständig mit einer Folie umhüllt. Zum Anbringen der Messstellen für die Verformungsmessungen wurde die Folie einen Tag vor der Prüfung entfernt.

Das Prüfalter wird in DIN EN 1052-2 zu 28±1 Tagen angegeben. Bei Dünnbettmörtel ist jedoch mit keiner nennenswerten Festigkeitssteigerung nach spätestens 14 Tagen zu rechnen. Im Allgemeinen erfolgte die Prüfung von Mauerwerk aus Normalmörtel im Alter von rd. 28 Tagen und mit Dünnbettmörtel im Alter von rd. 14 Tagen.

6.2.2 Durchführung der Biegezugversuche parallel zu den Lagerfugen

Bild 6.1 zeigt schematisch den Versuchsstand zur Durchführung der Vierpunkt-Biegeversuche. Dieser entspricht i. W. dem bereits in [Sch04] beschriebenen Versuchsstand, mit dem auch die Biegezugversuche am Porenbetonmauerwerk (mit Ausnahme des Prüfkörpers mit ü = 100 mm) durchgeführt wurden. Der neue Versuchsstand wurde konstruiert, um eine verformungsgeregelte Belastung zu ermöglichen sowie die Lasteinleitung zu optimieren. Um Lotabweichungen der Wände besser ausgleichen zu können, wurden Kipplager, die nach Aufbringen einer Vorlast fixiert werden, an den Auflagern verwendet. Die Lasteinleitung erfolgte zur Vermeidung von Spannungsspitzen über mit Gummischläuchen ummantelte Rundstähle. Falls erforderlich wurden die Oberflächen der Wände im Lasteinleitungsbereich mit dünnen Gipsstreifen abgeglichen.

Die Belastung erfolgte verformungsgeregelt mit einem konstanten Kolbenvorschub. Eine Regelung über induktive Wegaufnehmer (Durchbiegung) war aufgrund einer zu geringen Steifigkeit der Versuchseinrichtung infolge der ummantelten Lasteinleitungsstäbe nicht möglich; es traten nicht regulierbare Schwingungen auf. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde so gewählt, dass eine stabile Regelung erfolgen konnte. Die Maximallast wurde i. Allg. nach rd. 5 bis 15 Minuten erreicht. Bei monotoner Laststeigerung war auch bei geringen Belastungsgeschwindigkeiten eine Regelung über die Maximallast hinaus nicht möglich, und es trat ein schlagartiges Versagen auf. Tastweise erfolgte daher bei einigen Prüfkörpern eine zyklische Be- und Entlastung, wodurch eine Regelung auch über die Maximallast hinaus erreicht werden konnte.

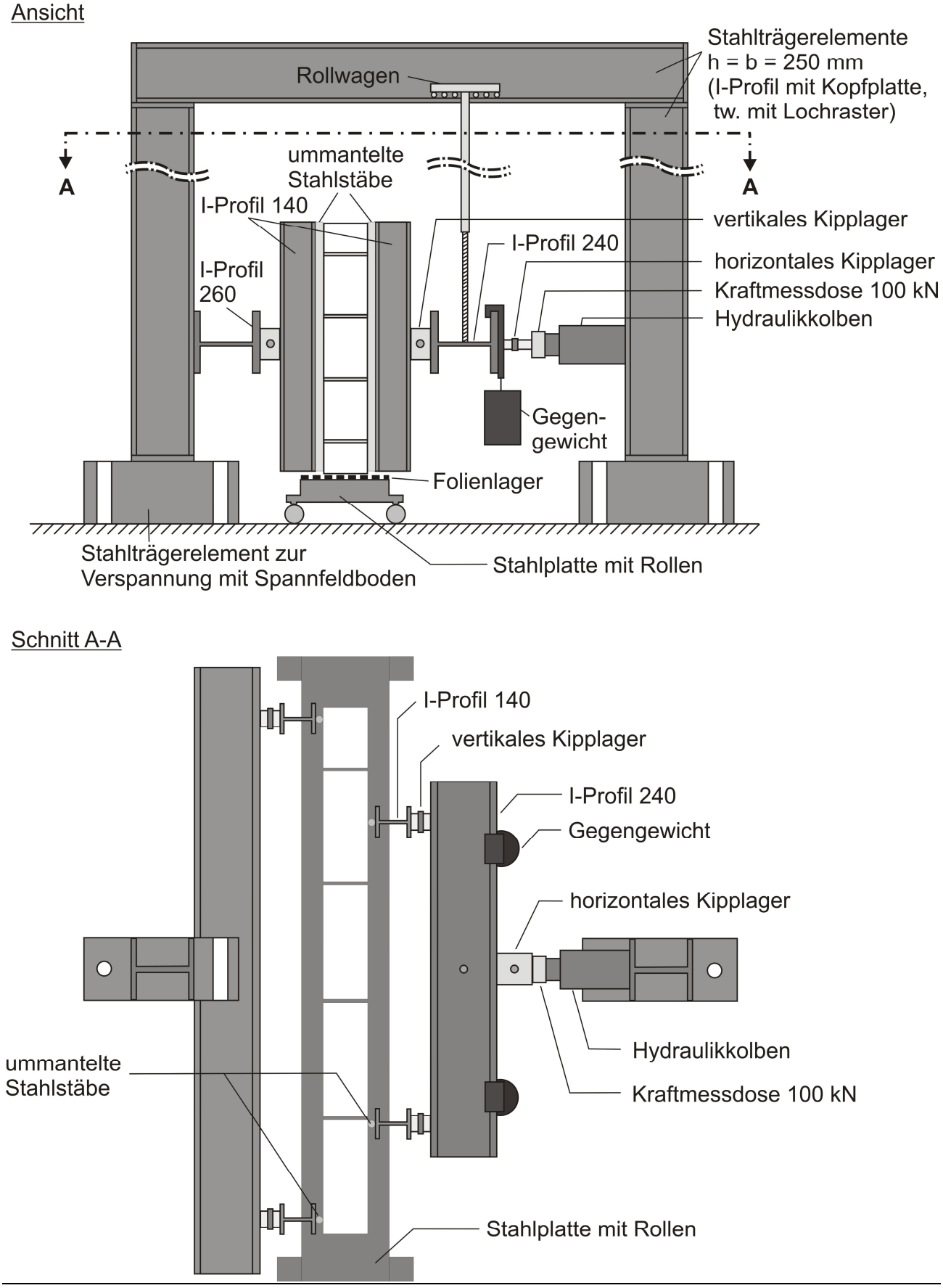


Bild 6.1: Schematische Darstellung der Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen

Bei der Versuchsdurchführung wurde die Durchbiegung in Wandmitte unter Berücksichtigung der Auflagerschiebungen gemessen. Dabei wurden unterschiedliche Messverfahren angewendet:

System A: Bestimmung der Absolutverformungen mit induktiven Wegaufnehmern W10 der Fa. HBM an den Auflagern und in Prüfkörpermitte im oberen und unteren Bereich der Wände gegen äußere Festpunkte. Bei früheren Untersuchungen (siehe [Bra06b]) wurden i. Allg. nur die Absolutverformungen an der Wandoberseite bestimmt. Die Durchbiegung wird rechnerisch ermittelt.

System B: Bestimmung der relativen Durchbiegung auf der Wandoberseite im System gegen ein gelenkig und einseitig verschieblich an den äußeren Auflagern gelagertes Profil. Die Fixpunkte der Messvorrichtung wurden an der Wand angebracht, so dass bei der Auswertung keine Korrektur der Globalverschiebung erfolgen muss.

System C: wie System B, die Bestimmung der Durchbiegung erfolgt jedoch im oberen und unteren Bereich der Lasteinleitungsseite.

In Bild 6.2 ist schematisch die Anordnung der induktiven Wegaufnehmer bei den unterschiedlichen Messsystemen dargestellt. System C wurde erst zu einem späteren Zeitpunkt entwickelt und nicht bei allen Versuchsserien verwendet.

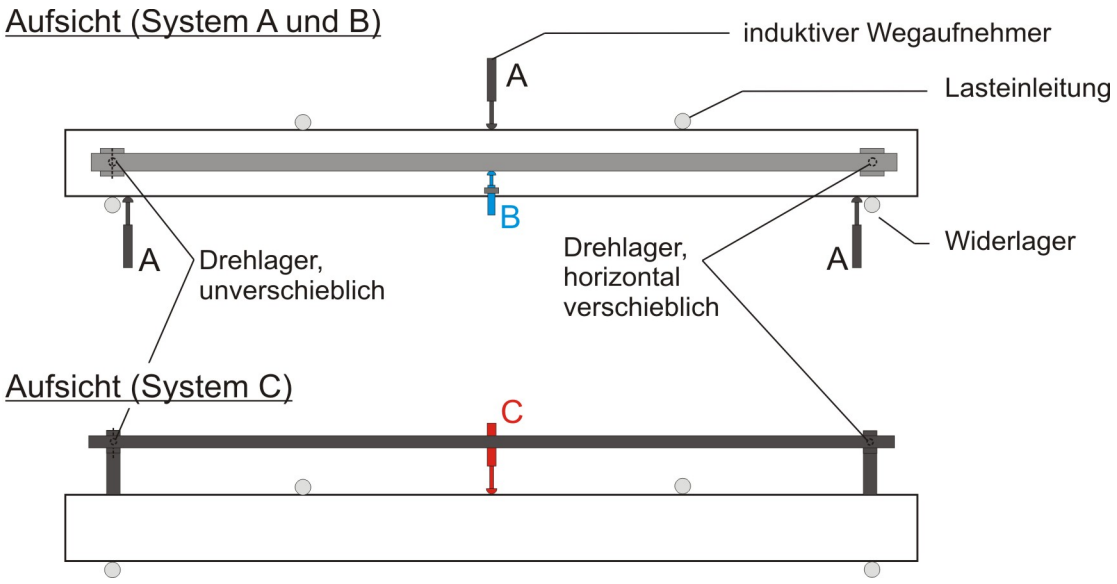


Bild 6.2: Schematische Darstellung der Messsysteme zur Bestimmung der Durchbiegung

Bild 6.3 zeigt beispielhaft eine Mauerwerkwand aus Hochlochziegeln in der Versuchseinrichtung, bei der alle 3 Messsysteme erkennbar sind. Die Auflagerverschiebungen sind i. d. R. um ein Vielfaches größer als die tatsächliche Wanddurchbiegung, so dass die Messungen gegen die Festpunkte verhältnismäßig ungenau und fehleranfällig sind. Für die weitere Auswertung wurden diese Messwerte daher in der Regel nicht berücksichtigt. Während des Versuches konnten hierüber jedoch etwaige Schiefstellungen identifiziert und die Lasteinleitung beurteilt werden.



Bild 6.3: Prüfkörper aus Hochlochziegeln in der Versuchseinrichtung
links: Lasteinleitungsseite (Druck), rechts: Widerlagerseite (Zug)

Ferner wurden an den Mauerwerkwänden umfangreiche Verformungsmessungen im Fugen- und im Steinbereich auf der Druck- und Zugseite mit induktiven Wegaufnehmern W1 der Fa. HBM durchgeführt, um Erkenntnisse über die Spannungs- bzw. Dehnungszustände zu gewinnen und diese später mit FE-Berechnungen vergleichen zu können. Bild 6.4 zeigt die grundsätzliche Bezeichnung der Messstellen (B – Lagerfuge, H – Stoßfuge, U – Stein). In der Regel wurden bis zu rd. 40 induktive Wegaufnehmer an jeder Wand appliziert, um das Verformungsbild sowie den Rissverlauf möglichst genau zu erfassen. Die Messstellenanordnung wurde dem erwarteten Versagensbild angepasst. Im Anhang E sind die bei den einzelnen Prüfkörpern angebrachten Messstellen gekennzeichnet. Die Messstellen in Fettschrift wurden auf der Lasteinleitungs- und der Widerlagerseite, die in Kursivschrift nur auf der Widerlagerseite (zugbeanspruchte Seite)

appliziert. Die induktiven Wegaufnehmer hatten einen Abstand von rd. 30 mm von der Wandoberfläche.

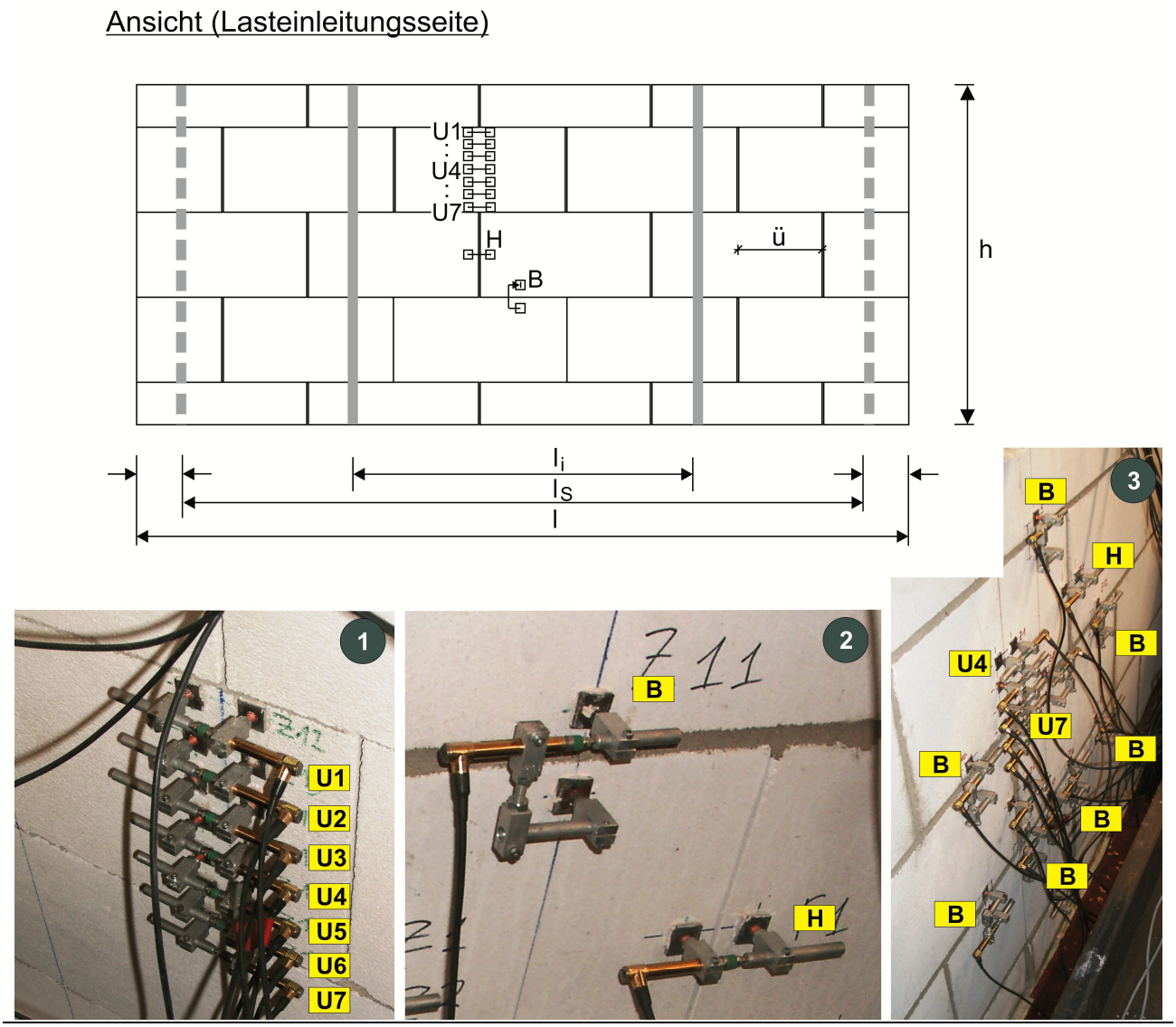


Bild 6.4: Kennzeichnung und beispielhafte Anordnung der Messstellen auf den Wandoberflächen

6.2.3 Biegezugversuche parallel zu den Lagerfugen mit Auflast

Die Prüfung der Biegezugfestigkeit bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung erfolgte ausschließlich an Mauerwerk aus Vormauerziegeln, vgl. [Bra08a]. Für die Versuche wurde die in Abschnitt 6.2.2 beschriebene Versuchseinrichtung um einen vertikalen Kolben, der am oberen Querriegel des Rahmens befestigt wurde und um einen gelenkig gelagerten Träger erweitert. Die Stahlplatten, auf denen die Wände hergestellt wurden, wurden in der Versuchseinrichtung auf einen mit dem Hallenboden kraftschlüssig verbundenen Stahlträger in eine Gipsschicht gesetzt. Die Oberseite der Prüfkörper, die mit dem Lasteinleitungsträger (zzgl. Gleitfolie wie am Wandfuß) flächig belastet wurde, wurde ebenfalls mit einer Gipsschicht abgeglichen. Bild 6.5 zeigt die Versuchseinrichtung.

Um die Auflagerverformungen und somit undefinierte Randbedingungen bzw. Reibungskräfte infolge großer Verschiebungen am Wandkopf und Wandfuß zu verringern, wurden zur Lasteinleitung Stahlrollen verwendet. Im Lasteinleitungsbereich wurden auf die Wandoberflächen Stahlleisten in dünne Gipsstreifen gesetzt. Zwischen die Stahlleisten und die Stahlrollen wurden für eine vollflächige Kraftübertragung rd. 1 mm dicke Hartgummistreifen angeordnet. Die Auflagerverformungen konnten gegenüber den Versuchen ohne Auflast deutlich reduziert werden.

Um ein gleichmäßiges Anliegen der Prüfkörper an den Widerlagern zu erzielen, wurde vor dem Aufbringen der konstanten Normalspannung eine geringe horizontale Vorlast aufgebracht. Anschließend wurde der Prüfkörper in horizontaler Richtung nochmals entlastet, um den Belastungspfad vollständig erfassen zu können. Die horizontale Belastung erfolgte anschließend verformungsgeregelt über den Kolbenvorschub. Die Versuche konnten über die Maximallast hinaus geregelt werden, so dass das Reibungsverhalten in den Lagerfugen bestimmt werden konnte.

Die Verformungsmessungen erfolgten analog Abschnitt 6.2.2. Die Durchbiegung wurde mit den Messsystemen A und C bestimmt. Die Anordnung der Messstellen ist im Anhang E für die einzelnen Wände dargestellt.

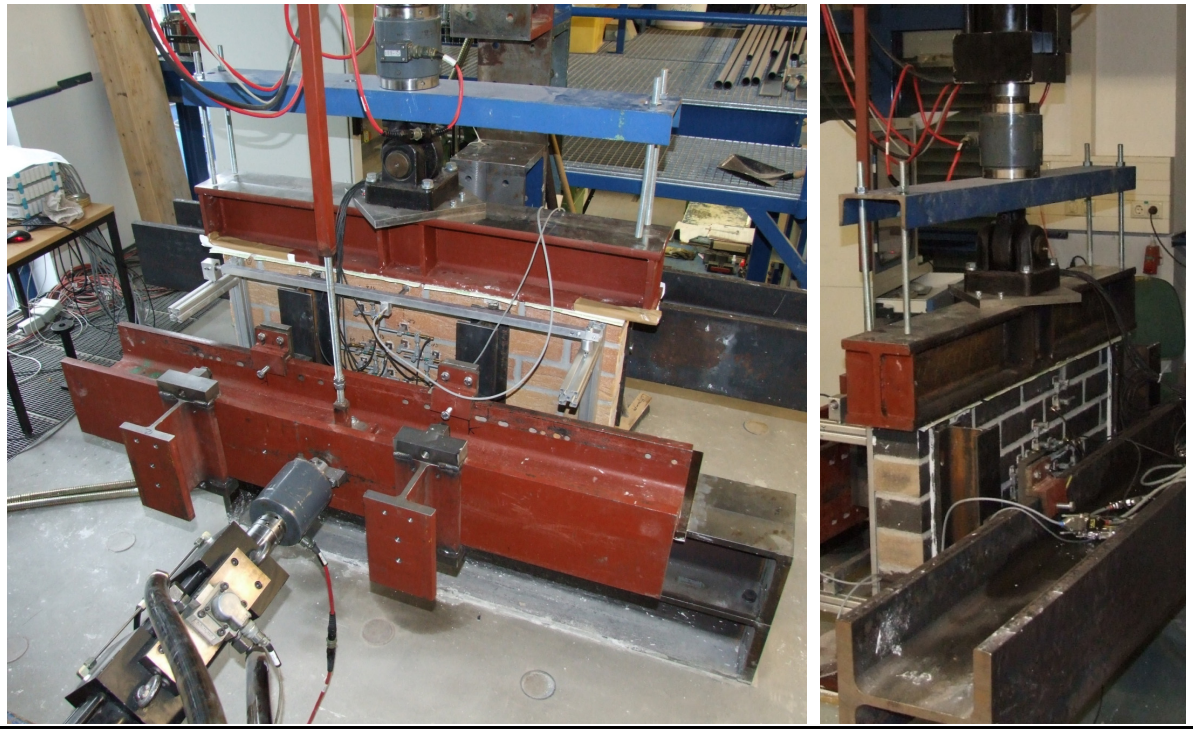


Bild 6.5: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen mit Auflast

Zur Bestimmung der Reibungskräfte am Wandkopf und Wandfuß wurde ein Prüfkörper aus mit Epoxidharz verklebten Mauersteinen, mit einer durchgehenden Vertikalfuge in Wandmitte, bei unterschiedlichen Auflaststufen geprüft. Mit diesem Prüfkörper wird ein Wandversuch mit reinem Steinversagen simuliert, so dass ausschließlich die Reibungskräfte am Wandfuß und Wandkopf in Abhängigkeit der Durchbiegung bestimmt werden können. Je Auflaststufe wurden mindestens 3 Versuche durchgeführt. In Bild 6.6 sind die mittleren Last-Durchbiegungskurven, die tendenziell einen Zuwachs mit zunehmender Durchbiegung zeigen, und die bei einer Wandmittendurchbiegung von 10 mm bestimmten mittleren Horizontalkräfte F_H in Abhängigkeit der Vertikallasten F_V dargestellt. Die Einzelmessungen zeigen eine verhältnismäßig große Streuung. Zur Korrektur der Versuchskurven wurde vereinfachend der Mittelwert bei einer Durchbiegung von 10 mm für jede Auflaststufe angesetzt. Bezogen auf die Bruchlast wies die Kraftkorrektur i. d. R. eine Größenordnung von 4 bis 6 % und maximal rd. 9 % auf (Verhältniswert ΔF / F_{max} in Tabelle E8).

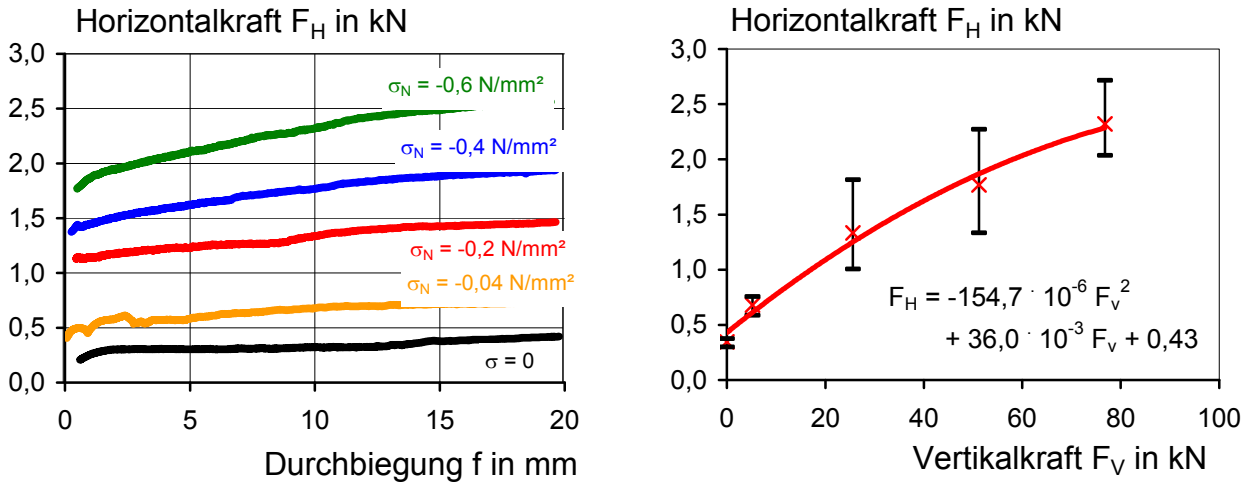
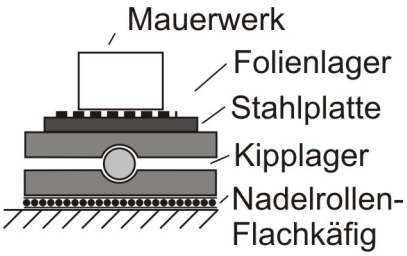


Bild 6.6: Reibungskräfte an den Wandrändern in Abhängigkeit der Vertikalkraft
links: Last-Durchbiegungslinien bei unterschiedlichen Normalspannungen
rechts: Horizontalkraft in Abhängigkeit der Vertikalkraft bei einer Durchbiegung von 10 mm mit Regressionsgleichung

6.2.4 Biegezugversuche senkrecht zu den Lagerfugen

Die Prüfung erfolgte in der in Abschnitt 6.2.2 beschriebenen Versuchseinrichtung, wobei die Lasteinleitungsträger und Widerlager um 90° gedreht wurden. Die Stahlplatten, auf denen die Wände hergestellt wurden, wurden in der Versuchseinrichtung auf einem Rollen-Kipplager gelenkig und horizontal verschieblich auf Nadelrollen-Flachkäfigen gelagert. Die Belastung erfolgte verformungsgeregelt über den Kolbenvorschub. Das Versagen der Wände trat nach rd. 5 bis 15 Minuten auf. Während der Belastung wurden die Verformungen im Stein- und Fugenbereich mit induktiven Wegaufnehmern W1 gemessen. Die Anordnung der Messstellen ist im Anhang E dargestellt. Die Durchbiegung in Wandmitte wurde analog dem System B - mit Fixpunkten der Messvorrichtung an der Wand, so dass keine Korrektur der Globalverschiebung der Wand erfolgen muss - an beiden Wandrändern mit induktiven Wegaufnehmern W10 bestimmt.





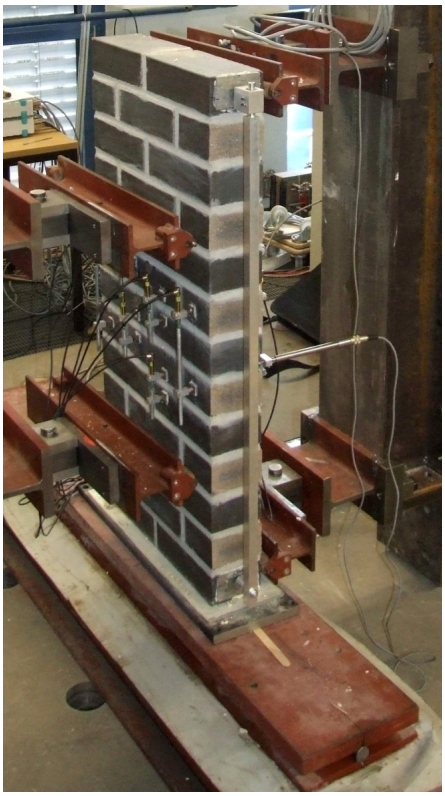


Bild 6.7: Biegezugversuche senkrecht zur Lagerfuge, Prüfkörper aus Kalksandsteinen und Vormauerziegeln, Auflagerung der Wände am Wandfuß

6.3 Auswertung der Versuchsdaten

Die mittleren Biegezugspannungen des Mauerwerks wurden für alle Wandgeometrien unter der Annahme eines homogenen Querschnitts nach der Biegetheorie mit folgender Gleichung ermittelt:

$$\sigma_{BZ} = \frac{M}{W} = \frac{\frac{F}{2} \cdot \frac{l_S - l_i}{2}}{\frac{d^2 \cdot h}{6}} \qquad \text{(Gl. 6.1)}$$

Mit dieser Gleichung wurde entsprechend DIN EN 1052-2 auch die Biegezugfestigkeit bei der Maximallast berechnet.

Die am Mauerwerk gemessenen Verformungen wurden in Abhängigkeit der Belastung grafisch ausgewertet. Bild 6.8 (links) zeigt exemplarisch die Lastverformungslinien der Messstellen im Steinbereich U4 auf der Druck- und Zugseite des Prüfkörpers PK2 der Versuchsserie KSe / EP (ü = 50 mm, Stoßfugen vm). Es ist zu erkennen, dass die Verformungen erst ab einer Vorlast ΔF kontinuierlich zunehmen. Diese Vorlast betrug bei allen Versuchsserien zwischen rd. 0 und 2,0 kN. Für die unterschiedlichen Messstellen eines Prüfkörpers ist ΔF i. d. R. näherungsweise gleich groß. Es ist davon auszugehen, dass diese Vorlast auf Reibungskräfte am Wandfuß bzw. eine Schiefstellung der Wand bis zum vollständigen Kraftschluss an den Widerlagern zurückzuführen ist. Der elektronisch aufgezeichnete Kraftverlauf wurde durch Subtraktion der Vorlast ΔF korrigiert.

Die ermittelten Last-Durchbiegungskurven zeigten teilweise ebenfalls einen unstetigen Kurvenverlauf im Anfangsbereich, der exemplarisch für die gleiche Wand in Bild 6.8 (rechts) dargestellt ist.

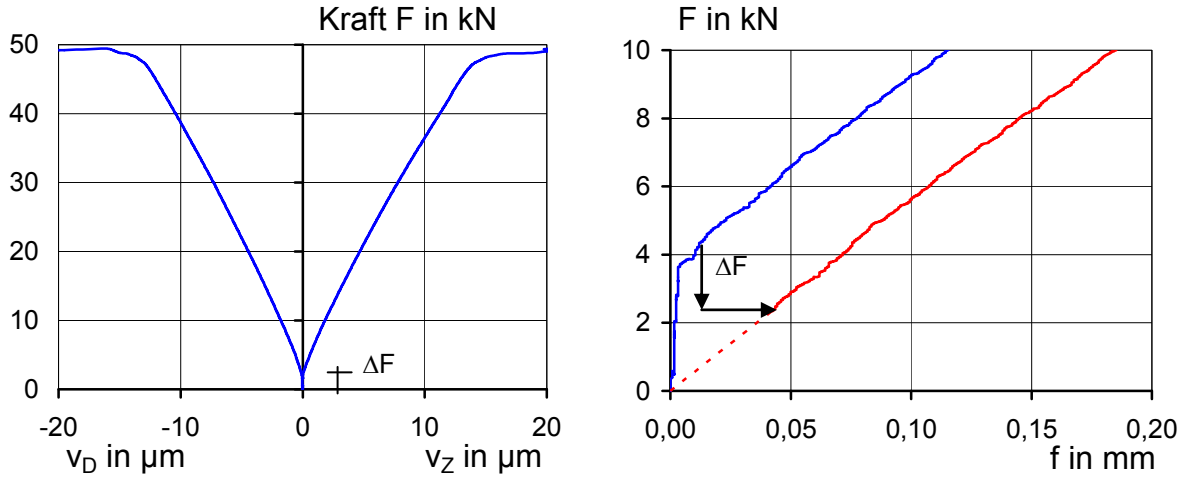


Bild 6.8: Korrektur der Messkurven
links: Bestimmung der Kraftkorrektur ΔF anhand einer Kraft-Verschiebungslinie
rechts: Korrektur der Last-Durchbiegungskurven mit ΔF

Bei den Messstellen zur Bestimmung der Durchbiegung sind zusätzlich Messungenauigkeiten bei Belastungsbeginn infolge der Lagerung des Messgestänges zu berücksichtigen. Die Last-Durchbiegungskurven wurden nach Korrektur um ΔF so verschoben, dass die extrapolierte Anfangssteigung mit annähernd konstanter Steigung durch den Koordinatenursprung verläuft. Die Messfehlerkorrektur ist - bezogen auf eine Stützweite von rd. 2 m - jedoch gering. Bei Vergleichsversuchen lieferten die Messsysteme B und C annähernd die gleichen Ergebnisse. Bild 6.9 zeigt zwei Beispiele der mit den unterschiedlichen Messsystemen ermittelten Last-Verformungskurven ohne Korrektur der Messwerte. Die Abweichung der einzelnen Kurvenverläufe war bei den verschiedenen Prüfkörpern unterschiedlich groß. Im Allgemeinen konnten mit Messsystem C die plausibelsten Messwerte ermittelt werden. Dieses Messsystem wurde jedoch nicht bei allen Wänden angewandt, da es ursprünglich erst für die Wandversuche mit Auflast entwickelt wurde. Aufgrund der durch die großen Absolutverformungen bedingten Messungenauigkeiten wurden für die weiteren Auswertungen – mit Ausnahme der Wände aus Porenbeton mit Überbindemaßen von ü = 50 mm und ü = 300 mm – entweder die Messsysteme B oder C verwendet. Bei allen Messsystemen ist grundsätzlich bereits zu Belastungsbeginn, auch bei im Stein- und Fugenbereich gemessenem linearen Materialverhalten, ein nichtlinearer Verlauf in den Last-Durchbiegungslinien zu erkennen. Der nichtlineare Verlauf ist daher vermutlich (zumindest teilweise) auf die Messsysteme zurückzuführen. Eine weitere Korrektur der Last-Durchbiegungslinien erfolgte nicht. Hierdurch sind jedoch auch die teilweise vorhandenen Unterschiede zu den numerisch ermittelten Last-Verformungslinien zu erklären.

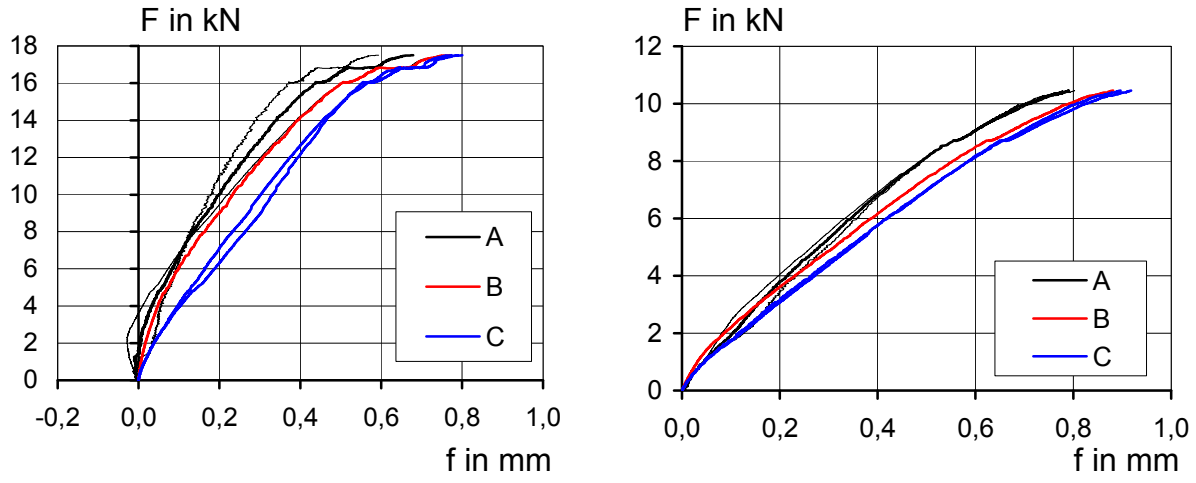


Bild 6.9: Last-Durchbiegungs-Kurven der unterschiedlichen Messsysteme
(A: Mittelwert- und Einzelwert-Kurven, B und C: Einzelwertkurven)

Aus den korrigierten Last-Verformungslinien wurde bei rd. 1/3 der Maximallast der E-Modul mit folgender Gleichung ermittelt:

$$E_{33} = \frac{F \cdot l_S^3 \left(3\alpha - 4\alpha^3\right)}{4 \cdot h_{mw} \cdot d_{mw}^3 \cdot f} \qquad \text{(Gl. 6.2)}$$

mit

$$\alpha = \frac{\left(l_S - l_i\right)}{2 \cdot l_S}$$

Die in Richtung der Biegebeanspruchung gemessenen Verformungen wurden unter Bezug auf die Länge der Messstrecken in mittlere Dehnungen umgerechnet, bei der Prüfung der Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen an den Messstellen im Stein- und Stoßfugenbereich (U und H) sowie bei der Prüfung der Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen an den Messstellen im Stein- und Lagerfugenbereich (U, B und M). Dabei wurden die tatsächlichen Messwerte in rd. 30 mm Abstand von der Oberfläche verwendet. Eine Umrechnung auf die Wandoberfläche erfolgte nicht, da die neutrale Faser (Nulllinie) nicht entsprechend der klassischen Biegetheorie in Wandmitte liegt, sondern deren Lage bedingt durch die unterschiedlichen Versagensmechanismen variiert und für die einzelnen Messstellen innerhalb einer Wand Streuungen aufweist. Bei den Messstellen B zur Bestimmung der gegenseitigen Verdrehung der Mauersteine im Lagerfugenbereich wurden für die Auswertung die tatsächlichen Messwerte verwendet.

6.4 Numerische Untersuchungen

6.4.1 Modell und Voruntersuchungen

Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen am Mauerwerk erfolgten mit Ausnahme des Vormauerwerks i. d. R. an 1 m hohen (4 Steinlagen) und rd. 2,5 m langen Wandprüfkörpern. Das Modell für die numerischen Untersuchungen wurde hierauf aufbauend erarbeitet. Dabei konnte aus Symmetriegründen das System auf die halbe Wandhöhe beschränkt werden. Die numerische Simulation der Biegezugversuche an Mauerwerkwänden erfolgte mit dem Finite-Elemente-Programm DIANA [DIA08]. Im Modell der Wandscheiben wurden die Steinelemente sowie die Lager- und Stoßfugen abgebildet. Da die Knotenlinien längs der Stoßfugen nicht unterbrochen werden konnten, entstanden zwangsläufig im Steinelement vertikale Pseudofugen. Auf der Symmetrieebene wurden alle Knoten senkrecht zur Symmetrieebene festgehalten. Bild 6.10 zeigt beispielhaft ein diskretisiertes Wandmodell mit halbsteinigem Überbindemaß.

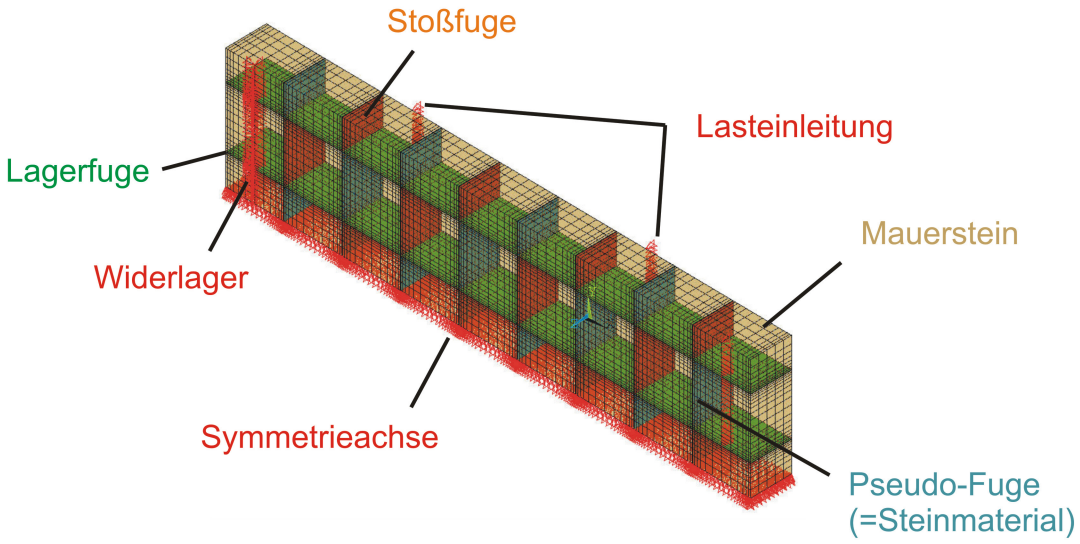


Bild 6.10: Diskretisiertes Wandmodell

Die Abbildung der Mauersteine, des Mauermörtels und der Kontaktebene zwischen Mauerstein und Mauermörtel erfolgte analog zu den Torsionsversuchen (siehe Abschnitt 5.2.3). Die Mauersteine wurden mit dreidimensionalen Kontinuumselementen, der Mauermörtel sowie die Kontaktebene zwischen Mauerstein und Mauermörtel mit Interface-Elementen verschmiert abgebildet.

Die Diskretisierung des Netzes erfolgte im Bereich der Stoßfugen mit zu erwartenden Spannungsspitzen mit zunehmender Netzfeinheit. Über die Wanddicke wurden konstante Elementbreiten (i. d. R. rd. 35 mm) angesetzt.

Vorab wurde zunächst der Einfluss der Netzfeinheit auf das Berechnungsergebnis bei gleicher Elementierung über die Wanddicke anhand der beiden in Bild 6.11 dargestellten Netze 250-A und 250-B für ein halbsteiniges Überbindemaß untersucht. Für die Berechnungen wurde das in Abschnitt 3 beschriebene Stoffgesetz für Kalksandsteine verwendet. Die gröbere Elementierung führt infolge der rechnerisch geringeren Spannungsspitzen zu deutlich größeren Traglasten. Eine weitere Netzverfeinerung war unter Berücksichtigung eines angestrebten Aspektverhältnisses von maximal rd. 5 und der realisierbaren Gesamtknotenanzahl nicht sinnvoll.

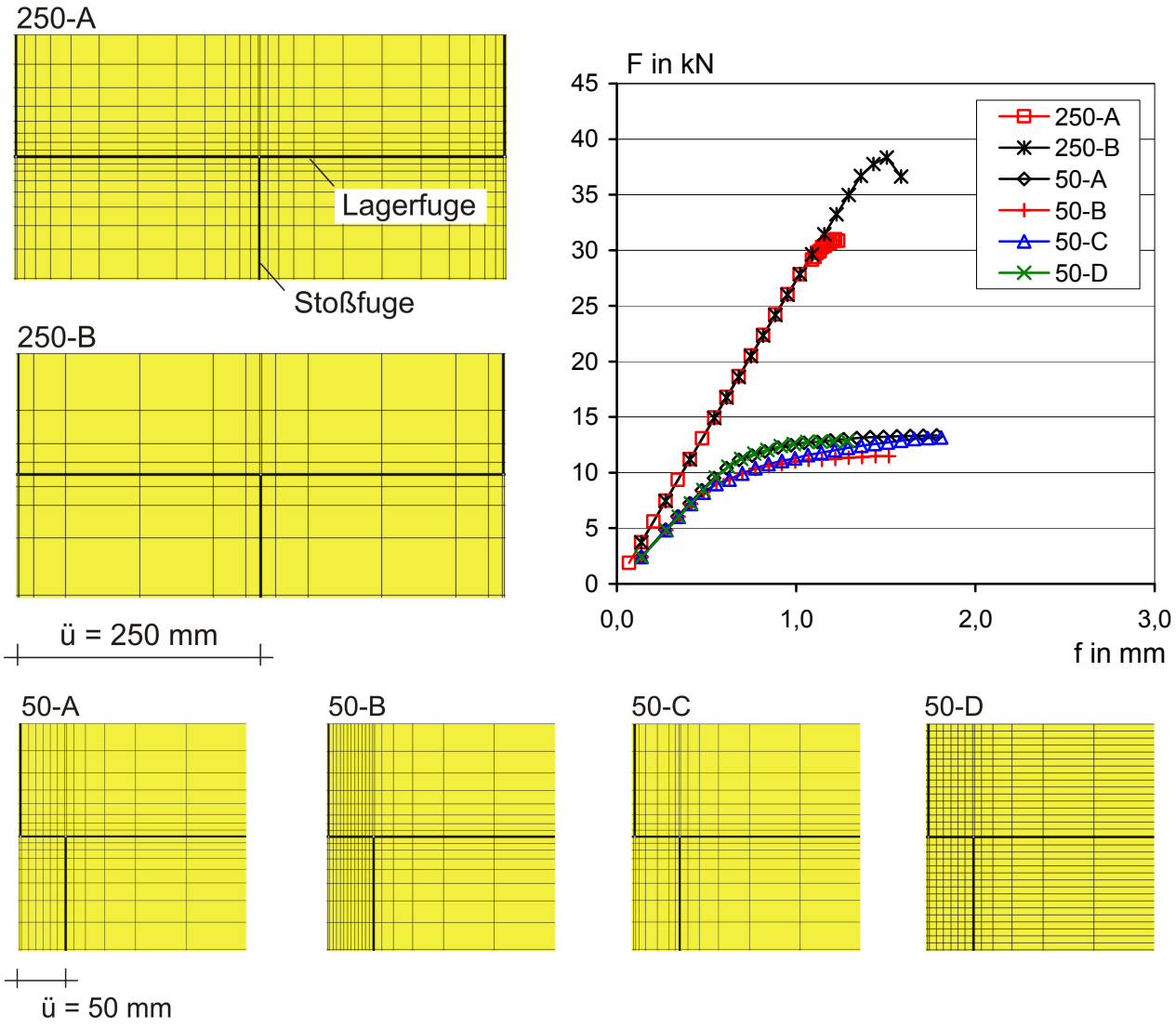


Bild 6.11: Modelle zur Untersuchung des Einflusses der Netzfeinheit

Eine weitere Überprüfung zum Einfluss der Netzstruktur erfolgte daher für das minimal untersuchte Überbindemaß. Dabei wurde die Berechnung zunächst mit einer Elementgröße im Bereich der Rissspitze entsprechend dem halbsteinigen Überbindemaß (Netz 50-A) durchgeführt sowie anschließend mit den Netzen 50-B bis 50-D bei Veränderung der Elementgröße und des Seitenverhältnisses. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass der Einfluss auf das Berechnungsergebnis gering ist. Für die weiteren Berechnungen

wurden daher die Elementierungen 50-A bzw. 250-A gewählt und analog hierzu auch für weitere Überbindemaße in der Parameterstudie angepasst.

Im Rahmen der in Abschnitt 7 beschriebenen Parameterstudie wurde auch die Wanddicke variiert. Zur Überprüfung des Einflusses der Elementbreite in Richtung Wanddicke auf die Berechnungsergebnisse wurden für 365 mm dicke Wände zwei unterschiedliche Netze (Elementbreiten 36,5 mm und 73 mm) untersucht. Die Berechnungen lieferten nahezu identische Ergebnisse.

Zur Reduzierung der Rechenzeiten, die aufgrund der Komplexität der Modelle teilweise mehrere Tage betrugen, wurde versucht, lediglich einen Bereich der Wände nichtlinear abzubilden. Hierdurch ergeben sich jedoch zum einen unterschiedliche Steifigkeiten in der Wand, zum anderen setzen diese Berechnungen bei der gewählten Lastaufbringung mit Knotenverschiebungen eine in Längsrichtung zur Wandmitte symmetrische Wandgeometrie voraus, die nicht bei allen Wänden gegeben war. Die Mauersteine und Mörtel wurden daher in Abhängigkeit des jeweiligen zu untersuchenden Versagensfalles im gesamten Wandbereich nichtlinear abgebildet. Die experimentellen Untersuchungen bestätigen, dass die Rissbildungen im gesamten Wandquerschnitt auftreten, auch wenn sich das vollständige Versagen i. Allg. auf eine Bruchebene beschränkt.

6.4.2 Stoffgesetze

Bei den Inferface-Elementen der Stoß- und Lagerfugen wurde das Combined-Cracking-Shearing-Crushing-Modell [DIA08] gewählt. Die Pseudo-Steinfugen verhielten sich linear-elastisch mit Steifigkeiten, die denjenigen des Steinmaterials entsprechen. Für die Steinelemente wurde zur Beschreibung des Zugbruchverhaltens das Total-Strain Crack-Modell [DIA08] mit verschmierter Rissbildung verwendet.

Zur Kalibrierung des FE-Modells wurden die experimentell untersuchten Mauerwerkwände aus Kalksand- und Porenbeton-Vollsteinen numerisch simuliert. Dabei wurden den Stein- und Fugenelementen die jeweils in den Kleinprüfkörperversuchen bestimmten Stoffgesetze ohne weitere Modifikation zugewiesen.

Um die multilinearen Spannungs-Rissöffnungsdiagramme aus Abschnitt 3 in dem Total-Strain Crack-Modell ansetzen zu können, müssen diese unter Ansatz einer Rissbandbreite in multilineare Spannungs-Dehnungslinien entsprechend (Gl. 3.2) umgerechnet werden. Bei der Verwendung anderer funktionaler Zusammenhänge zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens (exponentiell, nach HORDIJK) wird im verwendeten FE-Programm als Standardeinstellung die Rissbandbreite aus der Kubikwurzel des Elementvolumens berechnet. Dieser Ansatz ist nur solange zutreffend, wenn es sich um Elemente mit

gleicher Kantenlänge handelt. Die Bruchenergien von Spannungs-Rissöffnungsdiagramm und Spannungs-Dehnungslinie sind auch nur bei konstanter Dehnung im einzelnen Element gleich groß. Im vorliegenden Fall liegen jedoch weder würfelförmige Elemente noch infolge der Biegebeanspruchung gleichmäßige Spannungs- bzw. Dehnungsverteilungen im Einzelelement vor. Für die Umrechnung der Stoffgesetze wurden daher die Geometrieeigenschaften der Elemente in der maßgebenden Belastungsrichtung (Biegelängszugspannungen parallel zu den Lagerfugen) zu Grunde gelegt. In den Modellen wurden die Elemente im Bereich der Rissbildung mit einer konstanten Breite (parallel zu den Lagerfugen) von 8 mm abgebildet (Netz 250-A und 50-A in Bild 6.11). Infolge der Biegebeanspruchung und der geometrischen Eigenschaften der Wand mit unvermörtelten Stoßfugen tritt eine sukzessive Rissbildung auf, ausgehend vom Gaußpunkt im Randelement, mit tetraeder- bis zwiebelförmiger Ausbreitung, die in Bild 6.12 schematisch veranschaulicht wird.

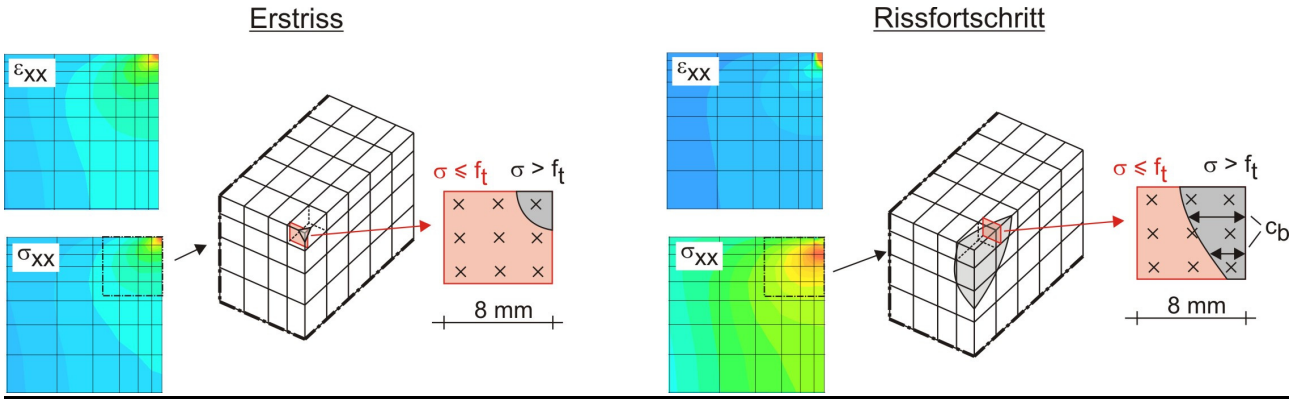


Bild 6.12: Schematische Darstellung der Rissentwicklung

Es wird deutlich, dass die Rissbandbreite, die grundsätzlich eine Materialkenngröße (siehe Abschnitt 3) beschreibt, im Rahmen der numerischen Simulation lokal in Abhängigkeit der Diskretisierung bzw. des Abstands der Integrationspunkte mit Festigkeitsüberschreitung definiert werden müsste. Der Ansatz einer konstanten Rissbandbreite kann nur eine Näherungslösung darstellen. In Voruntersuchungen wurde der Einfluss der Rissbandbreite auf das Biegetragverhalten untersucht. Hierzu wurden die Spannungsrissöffnungskurven des Stoffgesetzes KSe mit einer Rissbandbreite von c_b = 8 mm (Rissbandbreite = Elementbreite parallel zu den Lagerfugen) und c_b = 2,67 mm (Rissbandbreite = mittlerer Gaußpunktabstand parallel zu den Lagerfugen) umgerechnet. Bild 6.13 zeigt beispielhaft die in der numerischen Simulation ermittelten Zugspannungs-Dehnungslinien für die Messstellen U1 und U4 (siehe Bild 6.4) mit beiden Rissbandbreiten im Vergleich zu den experimentellen Untersuchungen für Mauerwerk mit zwei unterschiedlichen Überbindemaßen.

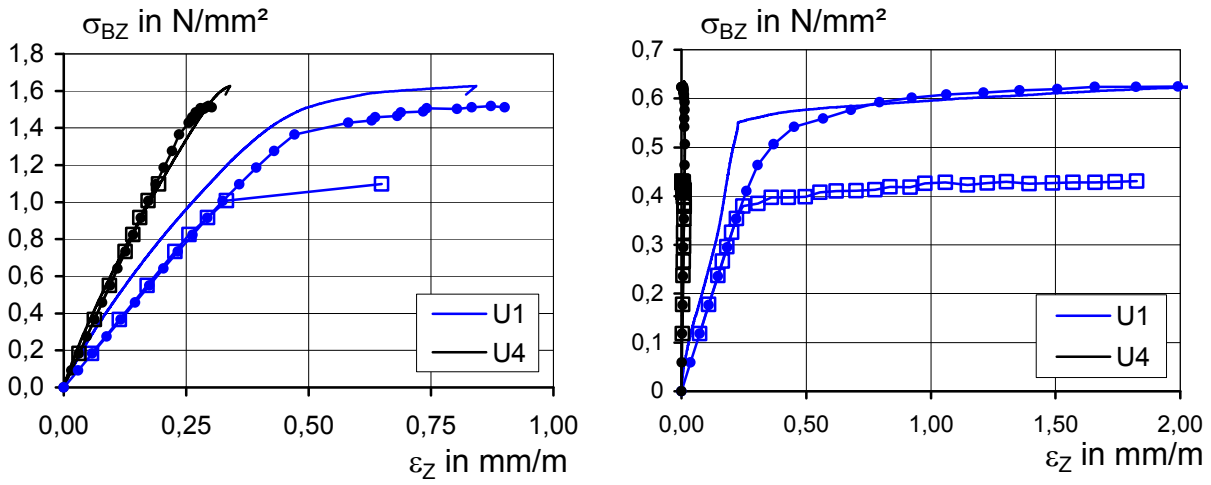


Bild 6.13: Einfluss der Rissbandbreite auf die numerisch bestimmten Zugspannungs-Dehnungslinien für Messstellen am Mauerstein im Vergleich zu den experimentell ermittelten Ergebnissen
links: ü = 250 mm, rechts: ü = 50 mm
offene Symbole: c_b = 8 mm, Vollkreise: c_b = 2,67 mm, Linien: Versuch

Aufgrund dieser Berechnungsergebnisse wurde für die weiteren Untersuchungen eine Rissbandbreite entsprechend des mittleren Gaußpunktabstandes im Element (c_b = 2,67 mm) angesetzt. Hiermit konnten auch für andere Wandgeometrien bzw. Materialkombinationen sehr gute Übereinstimmungen zwischen den Berechnungs- und Versuchsergebnissen für die unterschiedlichen Materialkombinationen erzielt werden.

Die Tabellen 6.3 bis 6.5 enthalten eine Zusammenfassung der bei den numerischen Nachrechnungen der Versuche angesetzten und zur Beschreibung des Tragverhaltens bzw. des Versagens der Mauerwerkwände maßgebenden Stoffgesetze.

Tabelle 6.3: Mauersteine – Parameter der Stoffgesetze für Zugversagen

Kenngröße		KSe	PPc
E	N/mm²	12050	1000
ν	-	0,15	0,15
f_t	N/mm²	4,0	0,45
σ-w-Diagramm		multilinear s. Bild 3.12	multilinear s. Bild 3.12
G_F^I	N/m	54,0	4,0
c_b	mm	2,67	2,67

Tabelle 6.4: Lagerfugen – Parameter der Stoffgesetze für Scherversagen

Kenngröße		DMb1	DMb2	NM	DMc
E / d_F	N/mm³	6025		87,5	1000
G / d_F		2620		38	435
c_0	N/mm²	0,68	0,57	0,40	linear
Φ_0	-	0,86	0,41	0,40	
Φ_R	-	0,62	0,62	0,46	
G_F^{II}	N/mm	0,064-0,28 σ		0,0057-0,753 σ	

Tabelle 6.5: Stoßfugen - Parameter der Stoffgesetze für Haftzugversagen

Kenngröße		uv	DMb		NM	DMc
			Var1	Var2		
E / d_F	N/mm³	→0	6025		87,5	1000
f_t	N/mm²	linear	0,57	0,35	→0	0,23
σ-w-Diagramm			exponentiell s. Bild 4.7	exponentiell	-	exponentiell
G_F^I	N/m		1,6	3,0	→0	1,5

6.4.3 Durchgeführte Berechnungen und Auswertung

Die numerischen Untersuchungen wurden zunächst auf die auch experimentell untersuchten Mauerwerkwände aus Kalksand- und Porenbeton-Vollsteinen beschränkt. Im Anschluss wurden Parameterstudien durchgeführt, die in Abschnitt 7 detailliert beschrieben sind. Die Tabelle 6.6 liefert eine Übersicht der durchgeführten Berechnungen unter Angabe der maßgebenden verwendeten Stoffgesetze entsprechend Abschnitt 6.4.2.

Zur Nachrechnung der Mauerwerkwände aus Kalksandsteinen mit Epoxidharz wurden für die Stoß- und Lagerfugen linear-elastische Eigenschaften angesetzt. Die Steifigkeit der Lagerfugen wurde entsprechend dem Kalksandsteinmaterial gewählt, die der unvermörtelten Stoßfugen so gering, dass keine wesentliche Kraftübertragung erfolgte. Für das Steinmaterial wurde das Stoffgesetz KSe aus Abschnitt 3 verwendet, dass entsprechend Abschnitt 6.4.2 in eine Spannungs-Dehnungsbeziehung umgerechnet wurde. Eine Modellierung der Wände mit vermörtelten Stoßfugen erfolgte nicht, da mit den angesetzten Eigenschaften die Biegezugfestigkeit der Wände rechnerisch der Mauerstein-Biegezugfestigkeit entspricht.

Tabelle 6.6: Übersicht über durchgeführte FE-Simulationen

FE Nr.	Stein	Mörtel	Stoß-fugen	ü	Stoffgesetz		
					Mauerstein	Lagerfugen	Stoßfugen
-				mm	-		
A	KSe	EP	uv	50	KSe	DMb (linear)	uv
B				250			
C		DMb	uv	250		DMb1	
D						DMb2	
E				50	KSe (linear)	DMb1	
F						DMb2	
G			vm	50		DMb1	DMb-Var1
H							DMb-Var2
I		NMa	uv	250	KSe	NM	uv
J			vm	250			NM
K	PPc	DMc	uv	50	PPc	DMc	uv
L				100			
M				300			
N			vm	50	PPc		DMc
O				300			

Die Modellierung der Kalksandsteinwände mit Dünnbettmörtel erfolgte analog zu den Wänden mit Epoxidharzmörtel mit dem Unterschied, dass für die Lagerfugen die Stoffgesetze DMb1 und DMb2 verwendet wurden. Dabei wurde für eine zutreffendere Beschreibung der Versuchsergebnisse mit dem Stoffgesetz DMb-Var2 eine Modifikation der Haftzugfestigkeit und Bruchenergie vorgenommen, siehe Abschnitt 6.5.1.

Für die Mauerwerkwände mit Normalmörtel wurden die an den Kleinprüfkörpern ermittelten Stoffgesetze angewendet. Entsprechend [Man92] wurde davon ausgegangen, dass in den Stoßfugen keine Zugkräfte übertragen werden.

Die Nachrechnung der Mauerwerkwände aus Porenbeton erfolgte analog zu den Kalksandsteinwänden mit Epoxidharzmörtel unter Ansatz linear-elastischer Eigenschaften in den Lagerfugen, da hier auch aufgrund der experimentellen Untersuchungen davon ausgegangen werden konnte, dass kein Verbundversagen eintritt. Außerdem erfolgte auch die Simulation der Wände mit vermörtelten Stoßfugen. Dabei wurde eine Haftzugfestigkeit von $f_t = 0{,}23$ N/mm² angesetzt. Diese entspricht der Hälfte der in den Berechnungen angesetzten Steinzugfestigkeit. Diesen Verhältniswert hatten näherungsweise die experimentellen Untersuchungen, siehe Abschnitt 4, ergeben.

Die Biegebeanspruchung wurde durch Vorgabe der Verschiebung mit iterativ angepassten Schrittweiten in den beiden Lasteinleitungsstreifen an der Wandrückseite (siehe Bild 6.10) aufgebracht. In den Berechnungen konnte das nichtlineare Tragverhalten abgebildet werden, eine Berechnung über die Maximallast hinaus war i. Allg. jedoch nicht möglich.

Die Berechnungen wurden analog zu den Versuchsergebnissen ausgewertet. Die Last-Durchbiegungslinien wurden über die Reaktionskräfte an den Auflagern sowie die Knotenverschiebung ermittelt und die Biegezugfestigkeit sowie der E-Modul bei 1/3 der Maximallast berechnet. Die Verformungen im Stein- und Fugenbereich wurden durch Berechnung der relativen Knotenverschiebung entsprechend der Messstellen an den Versuchswänden ausgewertet. Um die Versuchs- und Berechnungsergebnisse miteinander vergleichen zu können, wurden die Verformungen unter Ansatz des Strahlensatzes und Berücksichtigung der Lage der Nulllinie auf den Abstand der Versuchsmessstellen von der Wandoberfläche umgerechnet. Eine umfassende Auswertung der Spannungsverteilung in den Steinen und den Fugen erfolgt im Rahmen der Parameterstudien in Abschnitt 7.

6.4.4 Anmerkung

Die durchgeführten Voruntersuchungen verdeutlichen, dass die Berechnungsergebnisse maßgeblich durch die Abhängigkeit der Stoffgesetze von der Diskretisierung beeinflusst werden. Es ist zu berücksichtigen, dass die Rissbandbreite an das FE-Modell angepasst und an den Versuchsergebnissen kalibriert wurde. Die Anwendung der Finite-Elemente Methode beschränkt sich daher hier auf Parameterstudien mit vergleichbaren Modellen, z. B. zur Interpolation von geometrischen Kenngrößen wie dem Überbindemaß. Bei der Entwicklung von FE-Modellen u. a. für andere Beanspruchungsfälle ist eine erneute Kalibrierung der FE-Modelle an Versuchsergebnissen unerlässlich.

6.5 Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen

6.5.1 Mauerwerk aus Kalksand-Vollsteinen

Die Untersuchungsergebnisse sind in den Tabellen E1 und E2 (Anhang E) enthalten. Die Bruchbilder der Mauerwerkwände sowie die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungslinien sind in den Bildern E1 bis E25 dargestellt. Eine zusammenfassende Übersicht über die Untersuchungsergebnisse enthält Tabelle 6.7.

Tabelle 6.7: Versuchs- und Berechnungsergebnisse der Mauerwerkwände aus Kalksand-Vollsteinen

Stein	Mörtel	ü	SF	Versuch		FE-Rechnung		
				f_{x2}	E	FE Nr.	f_{x2}	E
-		mm	-	N/mm²		-	N/mm²	
KSe	EP	250	uv	1,60 [1,55; 1,65]	12280 [10500; 14060]	A	1,52	7000
			vm	2,26 [2,22; 2,29]	13690 [13220; 14160]	-	-	12050[1)]
		50	uv	0,59 [0,53; 0,64]	7350 [5620; 9080]	B	0,62	4460
			vm	2,25 [2,19; 2,31]	14490 [13050; 15940]	-	-	12050[1)]
	DMb	250	uv	1,31 [1,30; 1,31]	9340 [9180; 9510]	C	1,54	6960
						D	1,34	
		50	uv	0,31 [0,29; 0,33]	9440 [4430; 14440]	E	0,20	4720
						F	0,17	4580
			vm	0,59 [0,54; 0,64]	18870 [13870; 23880]	G	0,63	12910
						H	0,51	
	NMa	250	uv	0,82 [0,68...0,96]	9570 [9320…9733]	I	0,71	5170
			vm	0,87 [0,71…1,01]	10210 [9060…10940]	J	0,78	6670

1) E-Modul Kalksandstein

<u>Wände mit Epoxidharzmörtel</u>

Die rechnerisch und die experimentell ermittelten Biegezugfestigkeitswerte für die Prüfkörper mit unvermörtelten Stoßfugen liefern eine sehr gute Übereinstimmung. Die experimentell ermittelten E-Moduln weisen teilweise große Streuungen auf. Die im Vergleich zu den rechnerisch ermittelten höheren Werte der Versuchsergebnisse sind auf die verwendeten Messsysteme zur Bestimmung der Durchbiegung zurückzuführen, siehe Abschnitt 6.3. Hierfür spricht auch der höhere E-Modul der homogenen Wände mit vermörtelten Stoßfugen gegenüber dem E-Modul der Kalksandsteine. Die FE-Berechnungen liefern im

Anfangsbereich lineare Last-Durchbiegungslinien, s. Bild 6.14. Dennoch zeigen die experimentell und rechnerisch ermittelten Last-Durchbiegungskurven insgesamt eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

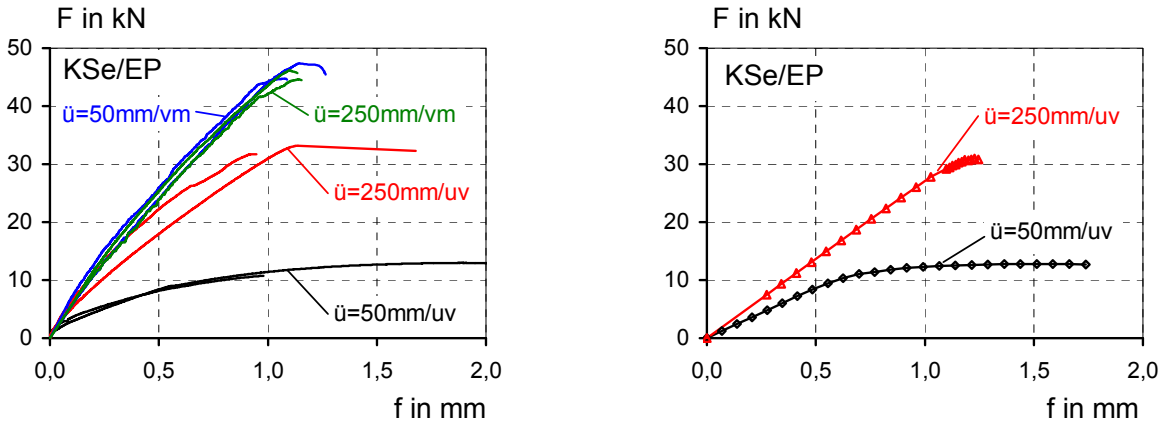
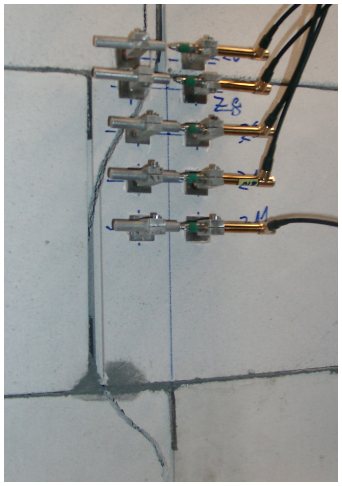


Bild 6.14: Last-Durchbiegungslinien, KSe / EP
links: Versuchsergebnisse, rechts: Ergebnisse der FE-Simulation

Bei den Prüfkörpern mit verklebten Stoßfugen ist kein nennenswerter Einfluss des Überbindemaßes auf die Last-Durchbiegungskurven zu erkennen. Die Verformungsmessungen zeigen im Steinbereich bis zum Versagen keinen Unterschied zwischen Messstellen im Randbereich (U1) und in Steinmitte (U4) oder über die verklebten Stoßfugen, siehe Bilder E6 und E8. Die Mauerwerkwände können als homogen angesehen werden. Die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks ist dennoch deutlich geringer als die Biegezugfestigkeit $f_{fl,u}$ = 4,30 N/mm² der Mauersteine. Dies ist vermutlich hauptsächlich auf nachweislich niedrigere Festigkeiten der Mauersteine im oberflächennahen (Stoßfugen-) Bereich zurückzuführen. Die Biegezugfestigkeit der mit Epoxidharz verklebten Mauersteine betrug mit 3,02 N/mm² nur rd. 70% der Mauerstein-Biegezugfestigkeit in Steinmitte, siehe Abschnitt 3.4. Das Versagen trat sowohl beim kurzen als auch beim halbsteinigen Überbindemaß im Bereich der verklebten Stoßfugen auf. Die noch geringeren Werte des Mauerwerks im Vergleich zu den Kleinprüfkörperversuchen sind vermutlich auf Festigkeitsstreuungen und eine geringere Verbundfestigkeit in der Mauerwerkwand, die punktuell auch ein Verbundversagen zeigt, zurückzuführen, siehe Bild 6.15 (links).

Der Verhältniswert der Mauerstein- / Mauerwerk-Biegezugfestigkeit beträgt bei unvermörtelten Stoßfugen und halbsteinigem Überbindemaß 1,60 / 4,30 = 0,37 und ist damit geringer als der in den aktuellen Bemessungsansätzen nach DIN 1053 verankerte Wert von 0,5. Bei kleineren Überbindemaßen nimmt der Verhältniswert noch deutlich ab.





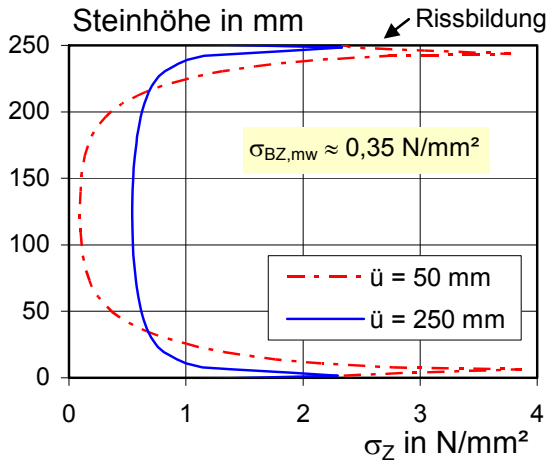


Bild 6.15: links: Bruchbild KSe / EP (vm, ü = 250 mm), Mitte: KSe / EP (uv, ü = 50 mm), rechts: Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe für unterschiedliche Überbindemaße bei unvermörtelten Stoßfugen (FE-Ergebnisse)

Bei unvermörtelten Stoßfugen treten Spannungskonzentrationen im Steinrandbereich ober- bzw. unterhalb der offenen Stoßfugen auf, die sich in den deutlich höheren Verformungen der randnahen Messstellen (U1) widerspiegeln. In Bild 6.16 sind beispielhaft die über die Steinhöhe gemessenen bzw. berechneten Verformungen dargestellt. Die experimentellen und numerischen Berechnungen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung.

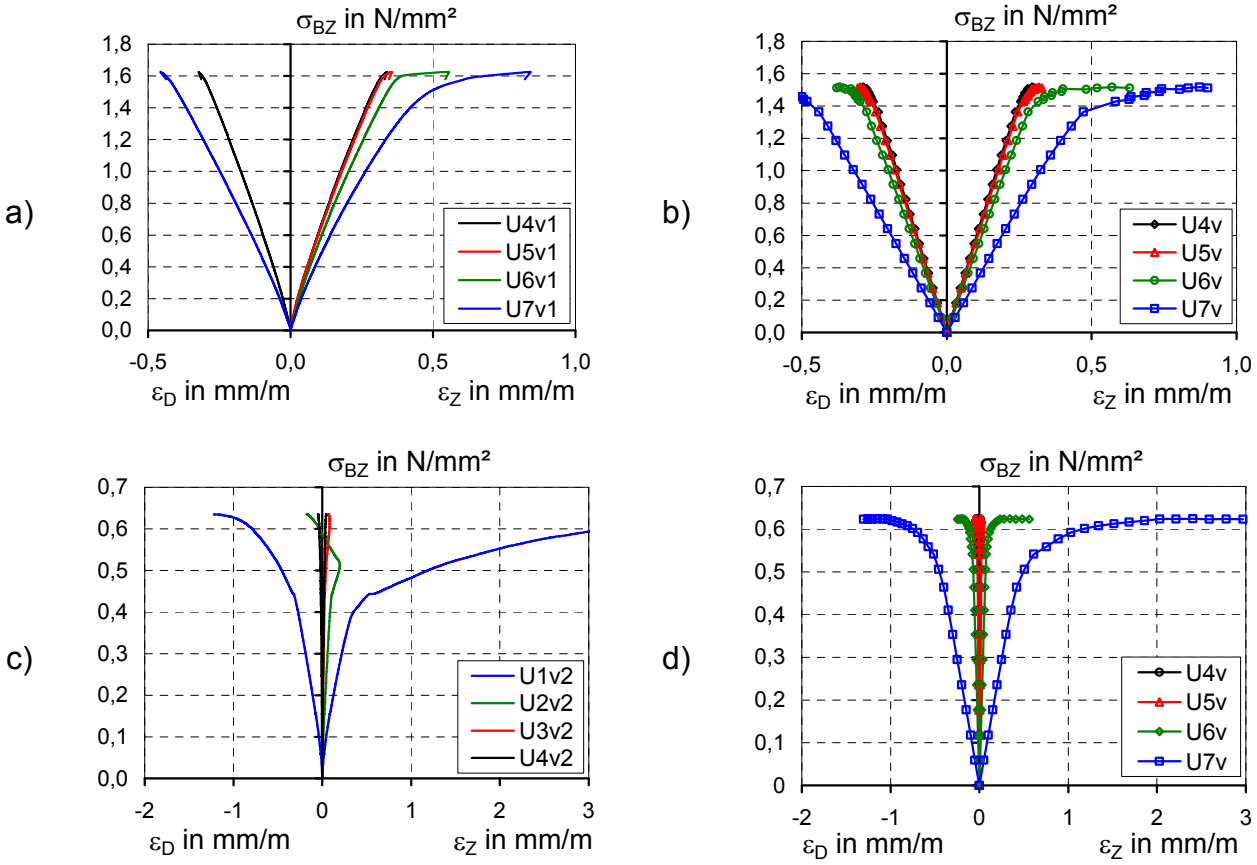


Bild 6.16: experimentell (li.) und numerisch (re.) ermittelte Spannungs-Dehnungslinien KSe / EP – Stoßfugen uv - a), b) ü = 250 mm, c), d) ü = 50 mm

Der nichtlineare Verlauf bei den randnahen Messstellen ist ein Zeichen für beginnende Rissbildung im Randbereich der Steine. Bei Verringerung des Überbindmaßes nimmt dieser Effekt zu, siehe Bild 6.16 c). Es tritt ein Abriss der Steinecke, siehe Bild 6.15 (Mitte), auf und führt zur Reduzierung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit. Der Einfluss des Überbindemaßes auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit bei Steinversagen ist in den bisherigen Bemessungsansätzen unberücksichtigt geblieben.

Die in anderen Wandbereichen analog gemessenen Verformungen, siehe Bilder E5 und E7, zeigen sehr ähnliche Kurvenverläufe, so dass von einer gleichzeitigen Rissbildung in unterschiedlichen Mauersteinen ausgegangen werden kann, wobei der vollständige Bruch jedoch nur in einer Ebene auftritt. Die fortschreitende Rissbildung führt zu den deutlich nichtlinearen Last-Durchbiegungskurven, insbesondere beim kurzen Überbindemaß. Die Analyse der Spannungsverteilung im Mauerstein erfolgt im Rahmen der Parameterstudie in Abschnitt 7.

Erwartungsgemäß zeigen die Verformungsmessungen an den unvermörtelten Stoßfugen deutlich größere Verformungswerte als bei den vermörtelten Stoßfugen, mit der größten Stoßfugenöffnung in der Mitte (H4). Auch hier zeigen die Berechnungs- und Versuchsergebnisse zufriedenstellende Übereinstimungen, vgl. Bilder E5 und E7 mit E9.

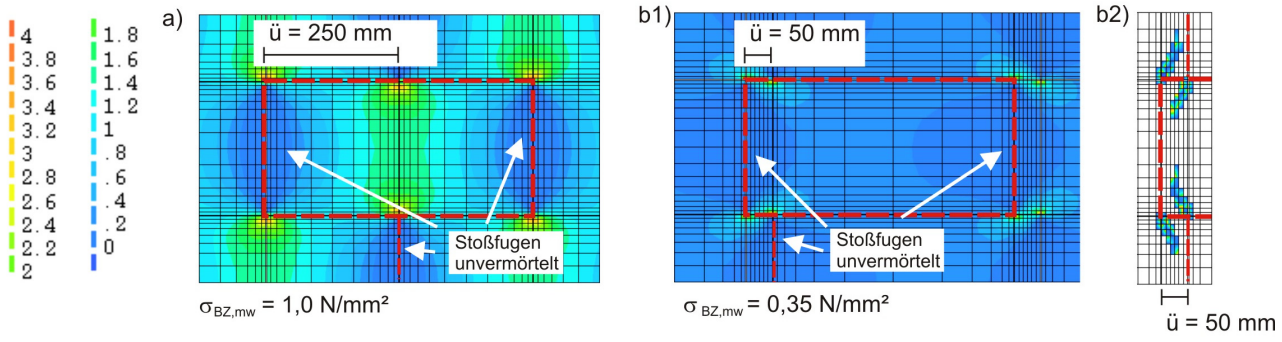


Bild 6.17: Zugspannungsverteilung im Mauerstein

In Bild 6.15 (rechts) sind die numerisch bestimmten Spannungsverteilungen über die Steinhöhe bei einer mittleren Mauerwerk-Biegezugspannung von rd. 0,35 N/mm² für die beiden untersuchten Überbindemaße dargestellt. Bild 6.17 a) und b1) zeigen vergleichend die Spannungsverteilungen im Mauerwerk bei unterschiedlichen Überbindemaßen im Lastschritt vor Erreichen der Biegezugfestigkeit. Bei ü = 50 mm konnte in der Simulation der schräge Rissverlauf (von Stoßfuge zu Stoßfuge), siehe Bild 6.17 b2), der auch bei den Wandversuchen beobachtet wurde, vgl. Bild 6.15 (Mitte), mit dem Berechnungsmodell abgebildet werden.

In Voruntersuchungen, vgl. [Bra08e], wurden auch Berechnungen mit nichtlinearem Materialverhalten in den vertikalen Pseudofugen zur Abbildung des Steinversagens

durchgeführt. Der schräge Rissverlauf verdeutlicht, dass dieses Modell das Tragverhalten nicht zutreffend beschreiben kann. Es wurde daher nicht weiter verfolgt. An dieser Stelle sei angemerkt, dass die größeren Abweichungen der Versuchs- und Berechnungsergebnisse in [Bra08e] auf den Ansatz einer Rissbandbreite von c_b = 8 mm, siehe Bild 6.13, zurückzuführen sind.

Wände mit Dünnbettmörtel

In Bild 6.18 sind die experimentell und numerisch ermittelten Last-Durchbiegungslinien vergleichend dargestellt. Sie zeigen qualitativ eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Die Unterschiede in den ermittelten E-Moduln, siehe Tabelle 6.7, sind auf die gleichen Ursachen wie bei den Kalksandsteinwänden mit Epoxidharz zurückzuführen.

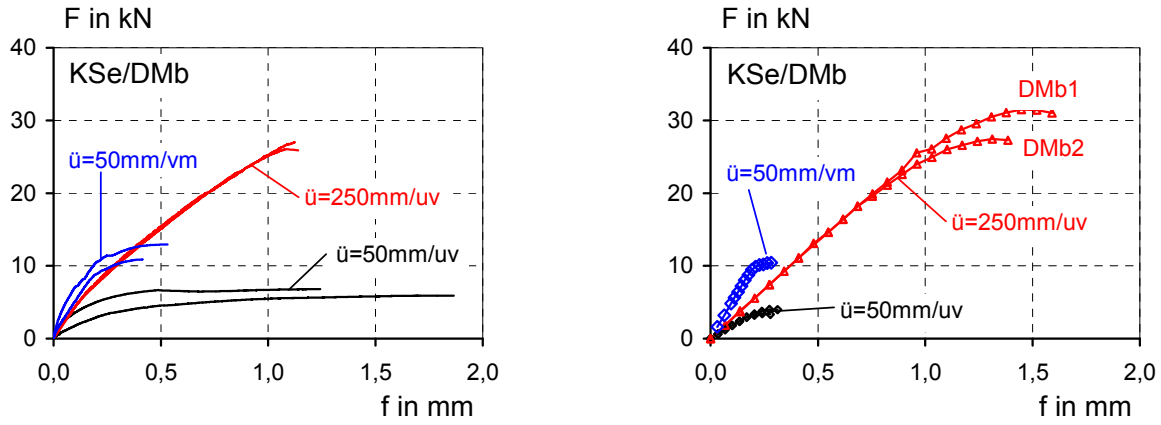


Bild 6.18: Last-Durchbiegungslinien, KSe / DMb
links: Versuchsergebnisse, rechts: Ergebnisse der FE-Simulation

Bei den Wänden mit halbsteinigem Überbindmaß (ü = 250 mm) tritt bei jeweils einer Wand Fugenversagen sowie Steinversagen bei gleicher Biegezugfestigkeit auf, siehe Bild E10. Die Messstellen deuten bei beiden Wänden auf Rissbildungen sowohl im Fugen- als auch im Steinbereich hin, siehe Bild E13. Bei der numerischen Berechnung ist für beide verwendeten Stoffgesetze DMb1 und DMb2 Fugenversagen maßgebend. Das Steinversagen bei Prüfkörper 1 ist vermutlich auf die Streuung der Materialeigenschaften der Mauersteine in der Wand zurückzuführen. Das Stoffgesetz DMb2 (FE Nr. D) liefert eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen als das Stoffgesetz DMb1 (FE Nr. C). Die Haftscherfestigkeitswerte der entsprechenden Mörtelmischung der Wandversuche DMb-3, siehe Tabelle C1, liegen in der Größenordnung der entsprechenden Werte für die Mischung DMb-11 zur Bestimmung des Stoffgesetzes DMb2. Bild 6.19 zeigt beispielhaft die Verformungen im Lagerfugenbereich der Wand 2 im Vergleich zu den Berechnungsergebnissen der numerischen Simulation. Die numerisch und experimentell bestimmten Schubspannungs-Verformungslinien stimmen gut überein. Sowohl die betragsmäßig gleichen Verformungen auf der Zug- und Druckseite als auch die

Spannungsanalyse der Scherspannungen in der Lagerfuge (siehe Bild 6.21) zeigen, dass der Rotationspunkt übereinander liegender Steine zentrisch in der Überbindefläche liegt.

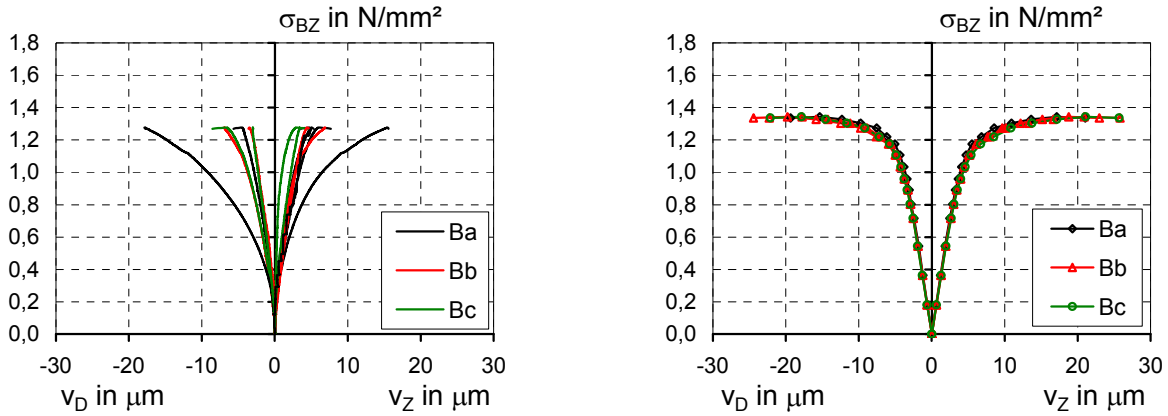


Bild 6.19: experimentell (links) und numerisch (rechts) ermittelte Spannungs-Verformungslinien, KSe / DMb - Stoßfugen uv - ü = 250 mm

Bei den Wänden mit kurzem Überbindemaß (ü = 50 mm) ist sowohl bei unvermörtelten als auch bei vermörtelten Stoßfugen Fugenversagen aufgetreten.

Bei den Wänden mit *unvermörtelten Stoßfugen* sind analog zu den Wänden mit Epoxidharz zunächst anhand der Verformungszunahme an den Messstellen im Steinrandbereich hohe Spannungskonzentrationen erkennbar, s. Bild 6.20 (links). Die Rissbildung in den Lagerfugen, erkennbar am zunehmend nichtlinearen Verlauf der Messstellen B bei rd. 0,2 N/mm² in Bild 6.20 (rechts), führt zu einer Spannungsumlagerung und Entlastung des Steinrandbereiches. Dieser Versagensmechanismus ist auch in den Ergebnissen der numerischen Berechnungen erkennbar (Bild E17).

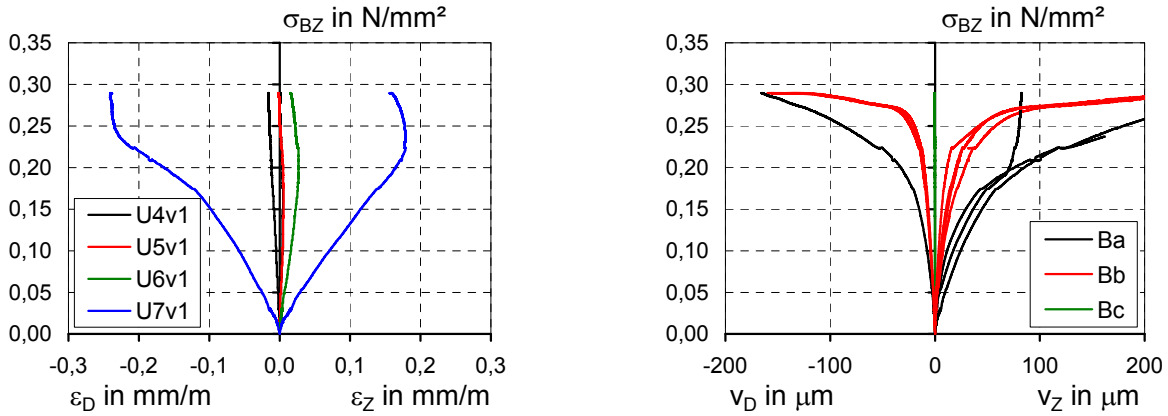


Bild 6.20: experimentell ermittelte Spannungs-Verformungslinien
KSe / DMb - Stoßfugen uv - ü = 50 mm
links: Mauerstein, rechts: Lagerfuge

Die Biegezugfestigkeit wird mit beiden untersuchten Stoffgesetzen jedoch um rd. 30 % bzw. 50% unterschätzt. Dies kann maßgeblich auf zwei Phänomene zurückgeführt werden. Zum einen wurde im Stoffgesetz der numerischen Berechnungen vereinfachend von einer linearen Scherspannungs-Verschiebungslinie bis zur Maximallast ausgegangen.

Wie die Auswertung der Torsionsversuche (Abschnitt 5) und der Parameterstudien (Abschnitt 7) zeigen, nimmt der Einfluss des nichtlinearen Materialverhaltens mit zunehmendem Längen/Seiten-Verhältnis auf das übertragbare Torsionsmoment zu. Zum anderen ist bei den Versuchen anhand der Verformungsmessungen sowohl im Stoßfugen- als auch im Lagerfugenbereich im Gegensatz zu den Versuchen mit halbsteinigem Überbindemaß eine Verschiebung der Nulllinie bzw. des Drehpunktes in der Überbindefläche zur Druckseite erkennbar, vgl. Bild 6.20 (rechts) und E14. Aufgrund des Kräftegleichgewichtes in der Lagerfuge ist dies bei unvermörteten Stoßfugen zunächst nicht zu erwarten und wird in den numerischen Berechnungen auch nicht bestätigt, wie sowohl die Auswertung der Verformungen, vgl. Bild E17, als auch die Spannungsverteilungen, vgl. Bild 6.21, zeigen.

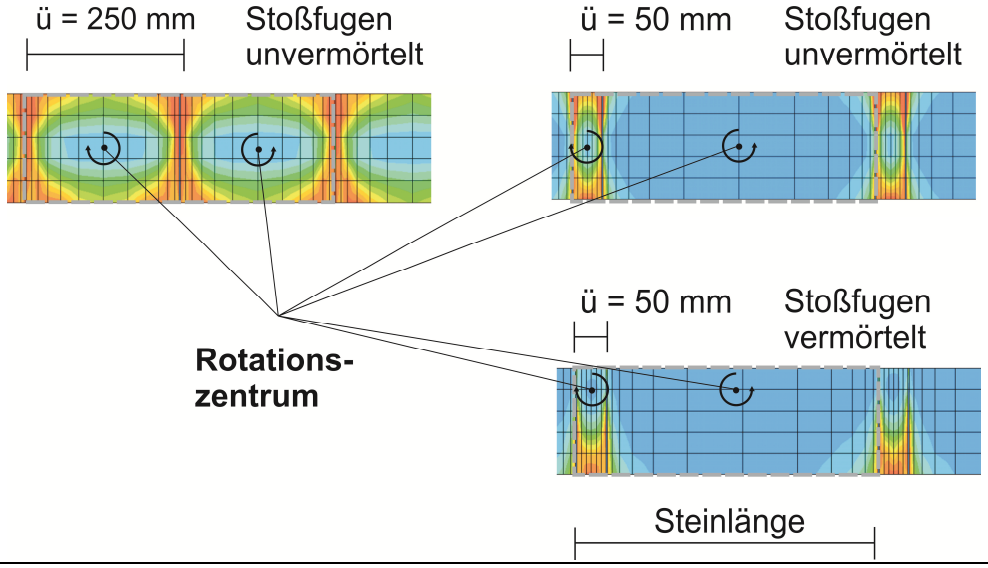


Bild 6.21: Schubspannungsverteilung in der Lagerfuge

Bei einer reinen Torsionsbeanspruchung in der Lagerfuge mit zentrischem Rotationspunkt in der Überbindefläche kann unter der Annahme einer vergleichbaren Scherspannungsverteilung das maximale Wandbiegemoment aus der Fugenanzahl und dem Bruchmoment der Torsionsversuche berechnet werden. Für das Überbindemaß ü = 50 mm ergibt sich $M_{T,max} = 4 \cdot 220$ Nm = 880 Nm und eine Mauerwerk-Biegezugfestigkeit $f_{x2} = 0{,}17$ N/mm² entsprechend der Ergebnisse der numerischen Simulation. Dies ist zum einen ein Indiz dafür, dass der Torsionsversuch ein geeignetes Ersatzprüfverfahren zur Bestimmung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit bei unvermörtelten Stoßfugen ist. Zum anderen ist davon auszugehen, dass unplanmäßige Randeinflüsse im Versuch zu einer Erhöhung der Biegezugfestigkeit gegenüber den theoretischen Werten geführt haben. Auch unter Ansatz einer voll plastifizierten Lagerfuge ($M_{T,pl} = 280$ Nm, siehe Tabelle D5) ergibt sich eine Biegezugfestigkeit von 0,22 N/mm², die noch unter den Versuchsergebnissen liegt.

Vergleichbare experimentelle Torsionsversuche mit halbsteinigem Überbindemaß konnten aufgrund der Maximallastbeschränkung des Torsionsstandes nicht durchgeführt werden.

Der Ansatz des numerisch ermittelten Torsionsmomentes $M_{T,FE}$ = 2220 Nm ergibt für ü = 250 mm eine Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von 1,74 N/mm², die rd. 10 % größer ist als die mit dem gleichen Stoffgesetze (DMb1) numerisch ermittelte Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von 1,54 N/mm². Der Unterschied zwischen den Ergebnissen ist auf den Einfluss unterschiedlicher Normalspannungsverteilungen in den torsionsbeanspruchten Überbindeflächen beim Torsionsversuch und in der Mauerwerkwand zurückzuführen, siehe Abschnitt 7.

Bei den Wänden mit *vermörtelten Stoßfugen* verhält sich das Mauerwerk wie bei den Wänden mit Epoxidharz zunächst homogen, siehe Bild 6.22. Die Messstellen im Lagerfugenbereich zeigen lediglich eine geringe bzw. in den numerischen Berechnungen keine Verdrehung der Steine. Die Verformungen im Stein- und Stoßfugenbereich sind unabhängig von der Lage der Messstellen annähernd gleich groß, siehe Bild E15.

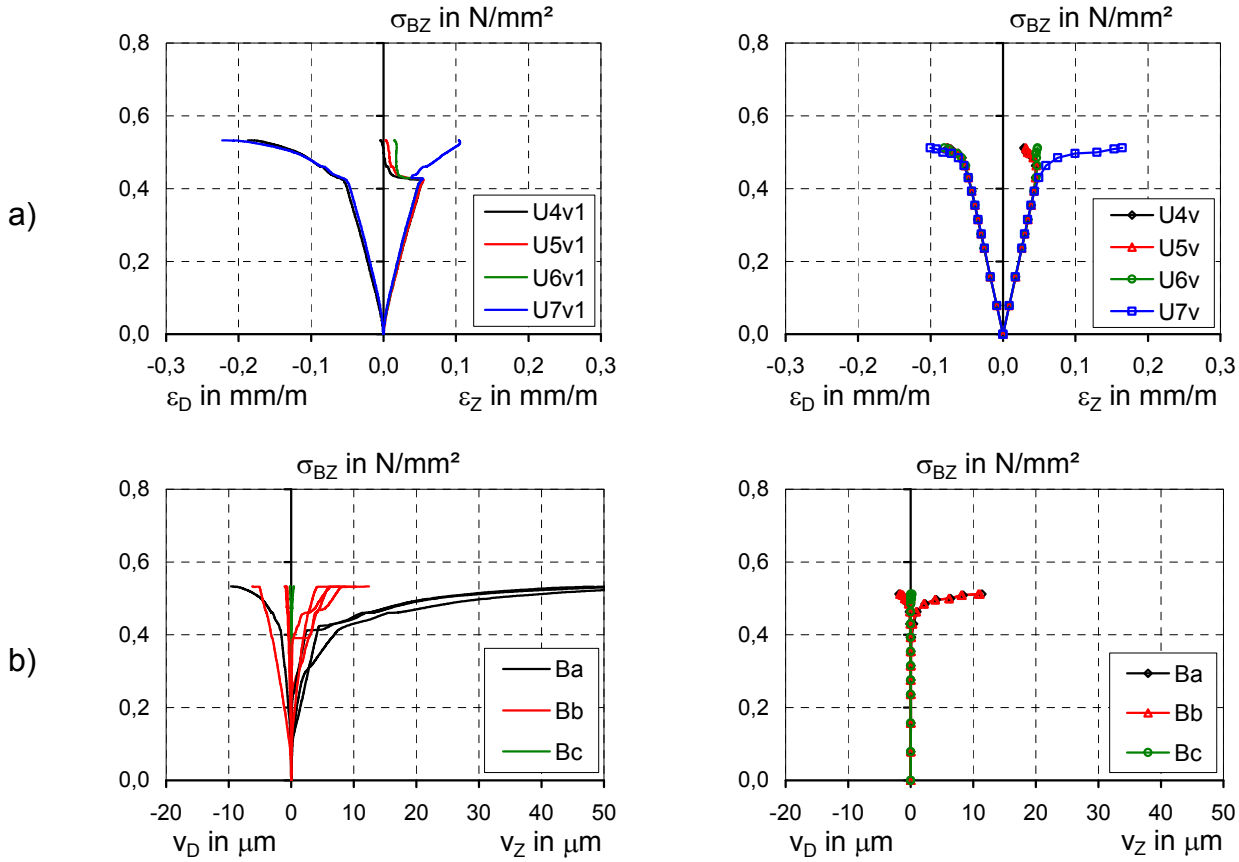


Bild 6.22: experimentell (links) und numerisch (rechts) ermittelte Spannungs-Verformungslinien
KSe / DMb - Stoßfugen vm - ü = 50 mm

Bei einer Mauerwerkbiegezugspannung von rd. 0,4 bzw. 0,5 N/mm² ist anhand deutlicher Verformungszunahmen in den Stoßfugen, siehe Bild E15 b) und e), ein Überschreiten der Haftzugfestigkeit erkennbar. Hieraus resultieren auch eine in den Last-Durchbiegungslinien, vgl. Bild 6.18, erkennbare Steifigkeitsänderung sowie unstetige Kurvenverläufe der Messstellen im Stein- und Lagerfugenbereich. Der Ansatz der Haftzugfestigkeit und der

Bruchenergie entsprechend der experimentell ermittelten Werte (DMb-Var1) für die vermörtelten Stoßfugen führte zu einem spröden Versagen bei Überscheiten der Haftzugfestigkeit bei einer Mauerwerkbiegezugspannung von rd. 0,62 N/mm². Um das bei den Versuchen beobachtete Aufreißen der Stoßfugen bei rd. 0,4 N/mm² zu beschreiben, wurde die Haftzugfestigkeit bei Stoffgesetz DMb-Var2 von 0,57 N/mm² auf 0,35 N/mm² verringert. Die gleichzeitige Erhöhung der Bruchenergie ermöglicht eine zutreffende Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens. Die angesetzten Werte sind insofern vertretbar, da sie annähernd im Streubereich der experimentell ermittelten Werte liegen, siehe Abschnitt 4. Die Versuche an balkenförmigen Prüfkörpern hatten dagegen noch höhere Biegehaftzugfestigkeitswerte für die Stoßfugen ergeben, siehe Abschnitt 4.4. Als Ursache hierfür können zunächst nur Einflüsse infolge der unterschiedlichen Mörtelmischungen sowie Streuungen der Materialeigenschaften angenommen werden.

Durch das Aufreißen der Stoßfuge, bei weiterhin möglicher Druckkraftübertragung, verschiebt sich der Drehpunkt der Einzelsteine (Nulllinie) im Vergleich zum Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen in Richtung des Druckzonenrandes, siehe Bild 6.21. Im Bereich der Zugzone der Mauersteine sind nach Erreichen der Haftzugfestigkeit analog zum Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen die Verformungen im Randbereich höher als an den übrigen Messstellen.

Die Vermörtelung der Stoßfugen führte bei den experimentellen Untersuchungen annähernd zu einer Verdoppelung der Biegezugfestigkeit. Auf Grundlage der numerischen Ergebnisse fällt der Verhältniswert noch größer aus. Die Erhöhung der Biegezugfestigkeit ist i. W. auf die angesetzte Zugkraftübertragung in der Stoßfuge zurückzuführen. Der Einfluss nimmt jedoch ab, wenn die Biegezugfestigkeit des vergleichbaren Mauerwerks mit unvermörtelten Stoßfugen z. B. infolge eines größeren Überbindemaßes zunimmt. Eine geringfügige Erhöhung der Tragfähigkeit ist jedoch in jedem Fall durch die Druckkraftübertragung in den Stoßfugen gewährleistet (vgl. Kalksandsteinwände mit Normalmörtel).

Zusammenfassend zeigen die FE-Berechnungen insbesondere die ermittelten Verformungen im Stein- und Fugenbereich für die Wände mit Dünnbettmörtel eine zutreffende Beschreibung des Mauerwerktragverhaltens, auch bei teilweise größeren Abweichungen der Biegezugfestigkeitswerte.

Wände mit Normalmörtel

Die numerisch und experimentell ermittelten Last-Durchbiegungslinien, siehe Bild 6.23, zeigen analog zu den Wänden mit Dünnbettmörtel mit Ausnahme der unterschiedlichen Anfangssteigungen eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Die rechnerisch ermittelte Biegezugfestigkeit liegt im unteren Wertebereich der Versuchsergebnisse.

Der Einfluss der Stoßfugenvermörtelung auf das Biegetragverhalten ist gering. Im Mittel ist die Biegezugfestigkeit der Wände mit vermörtelten Stoßfugen rd. 10 % größer als mit unvermörtelten Stoßfugen.

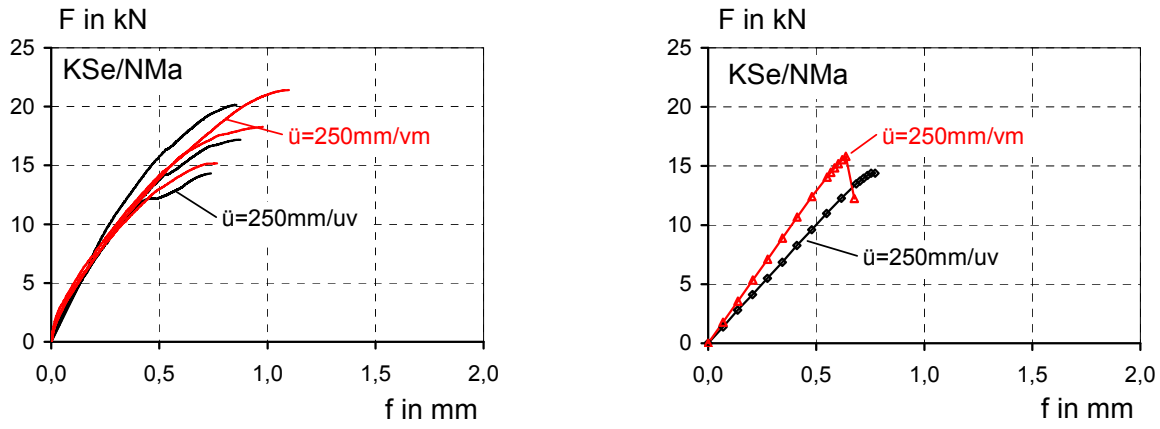


Bild 6.23: Last-Durchbiegungslinien, KSe / NMa
links: Versuchsergebnisse, rechts: Ergebnisse der FE-Simulation

Bei den numerischen Berechnungen wurde davon ausgegangen, dass keine Haftzugspannungen übertragbar sind. Die Richtigkeit dieser Annahme wird zum einen durch die gute Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis bestätigt. Zum anderen zeigen die Messstellen am Mauerstein bei beiden Versuchsserien nahezu die gleichen Spannungs-Verformungskurven mit größter Verformung am Steinrand.

Auch die über die Stoßfugen gemessenen Verformungen liegen für die beiden Versuchserien in der gleichen Größenordnung, siehe Bilder E21 bis E25. Dabei zeigen die Messstellen bei vermörtelten Stoßfugen im Fugenbereich, siehe Bild 6.24 (rechts), eine Verschiebung der Nulllinie zur Druckzonenseite analog zu den Wänden mit Dünnbettmörtel bei Überschreiten der Haftzugfestigkeit. Die gegenseitige Verdrehung der Mauersteine ist aufgrund der geringeren Steifigkeit des Normalmörtels bei gleicher Belastung größer als bei den Wänden mit Dünnbettmörtel.

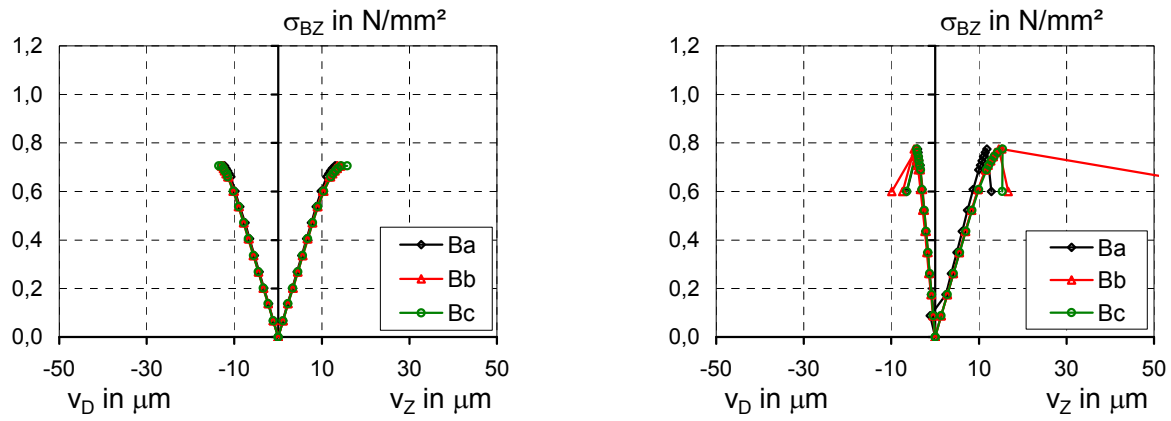


Bild 6.24: numerisch ermittelte Spannungs-Verformungslinien
KSe / NMa, ü = 250 mm – links: Stoßfugen uv , rechts Stoßfugen vm

Die auf Grundlage des numerisch ermittelten Momentes im Torsionsversuch $M_{T,FE}$ = 1100 Nm, siehe Tabelle D6, berechnete Mauerwerk-Biegezugfestigkeit beträgt 0,86 N/mm² und ist rd. 20 % größer als die mit dem gleichen Stoffgesetz numerisch ermittelte Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von 0,71 N/mm². Die im Vergleich zum Dünnbettmörtel größere Differenz zwischen beiden Ergebnissen ist auf unterschiedliche Spannungsverteilungen zurückzuführen, die mit abnehmender auflastunabhängiger Bruchenergie zunehmen, da die Fugen nicht mehr vollständig plastifizieren, siehe Abschnitt 7. Bei den experimentellen Untersuchungen ist das maximale Moment im Torsionsversuch mit > 1500 Nm ebenfalls deutlich größer als das rechnerisch in einer Lagerfuge übertragene Torsionsmoment von i. M. rd. 1080 Nm bei Versagen der Mauerwerkwände. Aufgrund des in Versuchen nachgewiesenen nichtlinearen Materialverhaltens der Fuge war zwischen den Torsions- und Mauerwerkversuchen von einer besseren Übereinstimmung als bei der numerischen Simulation auszugehen. Die Ursache für die Unterschiede ist darin zu sehen, dass bei den Mauerwerkwänden das Torsionsmoment auf Grundlage der geringsten Verbundfestigkeit, die maßgebend für das Versagen der Wand ist, ermittelt wurde. Die herstellungsbedingt auftretenden Streuungen der Materialeigenschaften innerhalb einer Wand sind daher bei Bemessungsansätzen zu berücksichtigen.

Nachbruchverhalten des Mauerwerks

In den vorherigen Abschnitten erfolgte im Hinblick auf die Zielsetzung der Arbeit eine Auswertung der Versuche bis zur Maximallast. Einige Versuche konnten auch über die Maximallast hinaus geregelt und das Nachbruchverhalten erfasst werden.

Hierbei handelt es sich zum einen um die Mauerwerkwände mit Dünnbettmörtel und kurzem Überbindemaß ü = 50 mm. Die Bestimmung des Nachbruchverhaltens konnte bei diesen Prüfkörpern infolge der im Vergleich zu anderen Prüfkörpern geringeren

gespeicherten elastischen Energie (bedingt durch die geringere Maximallast) und des plastischen Materialverhaltens in den Mörtelfugen bei monotoner Laststeigerung erfolgen.

Bild 6.25 (links) zeigt die ermittelten Last-Durchbiegungslinien, die bis zur Maximalverformung der induktiven Wegaufnehmer aufgezeichnet wurden. In Bild 6.25 (rechts) ist die Last in Abhängigkeit des Kolbenweges (Verschiebung der Lasteinleitungsträger) einschließlich der Auflagerverformungen dargestellt. Die Größe der teilweise erkennbaren Restlast ist von dem Grad der Verzahnung der herausdrehenden Mauersteine abhängig und fällt ggf. erst bei einer vollständigen Teilung der Wand auf Null ab.

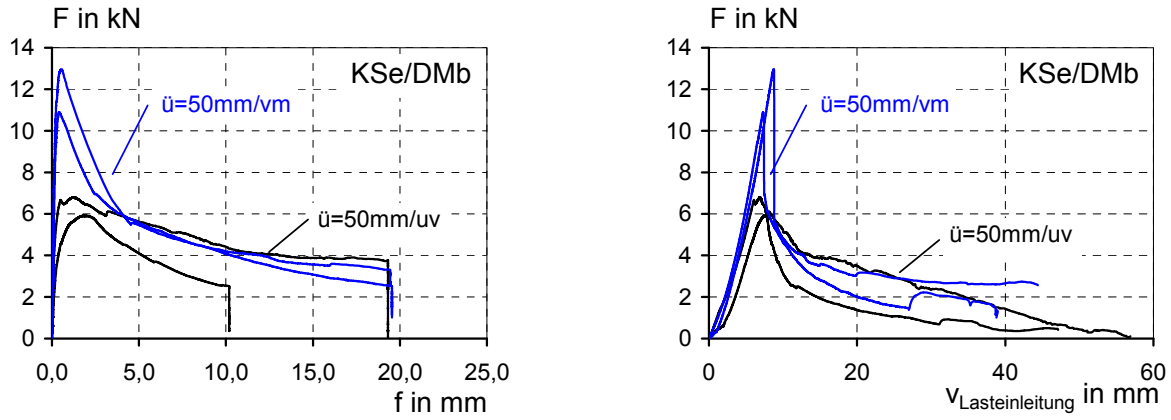


Bild 6.25: vollständige Last-Durchbiegungslinien, KSe / DMb, ü = 50 mm
links: Durchbiegung in Wandmitte, rechts: Kolbenweg (Lasteinleitungsträger)

In Bild 6.26 (links) sind beispielhaft die Verformungen im Bereich der Lagerfuge einer Mauerwerkwand mit unvermörtelten Stoßfugen (Versuchsserie KSe / DMb, Prüfkörper 1), die im Rissbereich (Messstellen Bb) sowie außerhalb des Rissbereiches (Messstellen Ba), vgl. Bild E11, gemessen wurden, bis zum maximalen Messweg der induktiven Wegaufnehmer dargestellt. Nach Rissbildung führt die Entlastung zum Rückgang der elastischen Verformungsanteile. Es ist zu erkennen, dass sich der Drehpunkt nach Erreichen der Maximallast weiter zur Druckseite verlagert. Dies deutet ebenfalls darauf hin, dass eine Druckkraftübertragung in der Stoßfuge erfolgt (siehe oben „Wände mit Dünnbettmörtel“).

Die vergleichbaren Messstellen einer Wand mit vermörtelten Stoßfugen (Versuchsserie KSe / DMb, Prüfkörper 1), zeigen in der Rissebene (Messstellen Ba) auf der Druckseite deutlich geringere Verformungen, siehe Bild 6.26 (rechts). Hier liegt bei fortgeschrittener Rissbildung der Drehpunkt nahe am Mauerwerkrand der Druckseite. An den Messstellen Bb ist entsprechend der Annahme eines homogenen Baustoffes im ungerissenen Bereich nahezu keine gegenseitige Verdrehung der Mauersteine erkennbar.

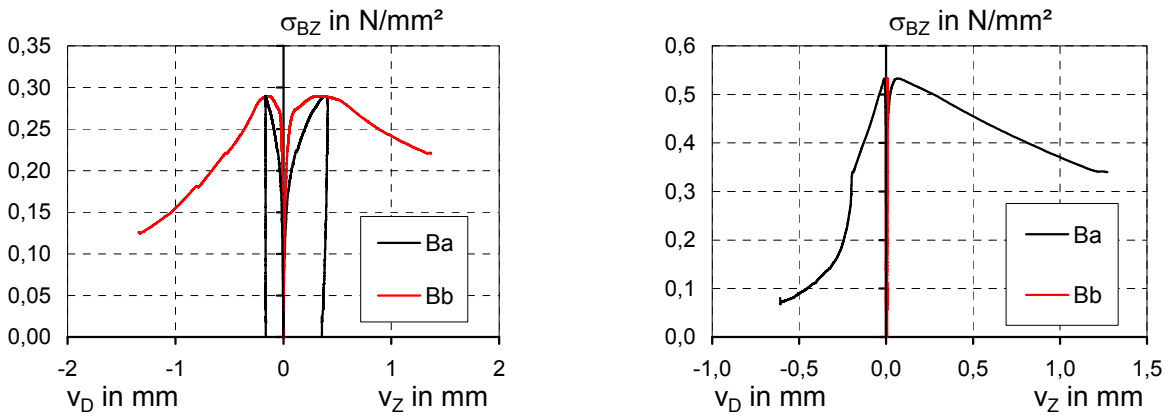


Bild 6.26: experimentell ermittelte Spannungs-Verformungslinien (Lagerfugen)
KSe / DMb, ü = 50 mm - links: Stoßfugen uv , rechts: Stoßfugen vm

Um auch das Nachbruchverhalten bei Wänden mit höherer Bruchlast bestimmen zu können, erfolgte bei ausgewählten Prüfkörpern eine zyklische Be- und Entlastung analog zu [Bra88]. Die händische Regelung der Belastung unter Berücksichtigung der elektronisch aufgezeichneten Last-Durchbiegungslinien während der Versuche erfordert jedoch Erfahrung mit dem Bruchverhalten der Wände in Abhängigkeit des Materialverhaltens. Zufriedenstellende Ergebnisse konnten insgesamt für zwei weitere Prüfkörper ermittelt werden. Hierbei handelt es sich zum einen um den Prüfkörper 3 der Versuchsserie KSe / NMa mit vermörtelten Stoßfugen und einen zusätzlich hergestellten Prüfkörper der Versuchsserie KSe / EP mit vermörtelten Stoßfugen. In Bild 6.27 sind die Last-Durchbiegungslinien für beide Prüfkörper dargestellt, die mit Kurven durch die Maximallasten der einzelnen Belastungsstufen beschrieben werden.

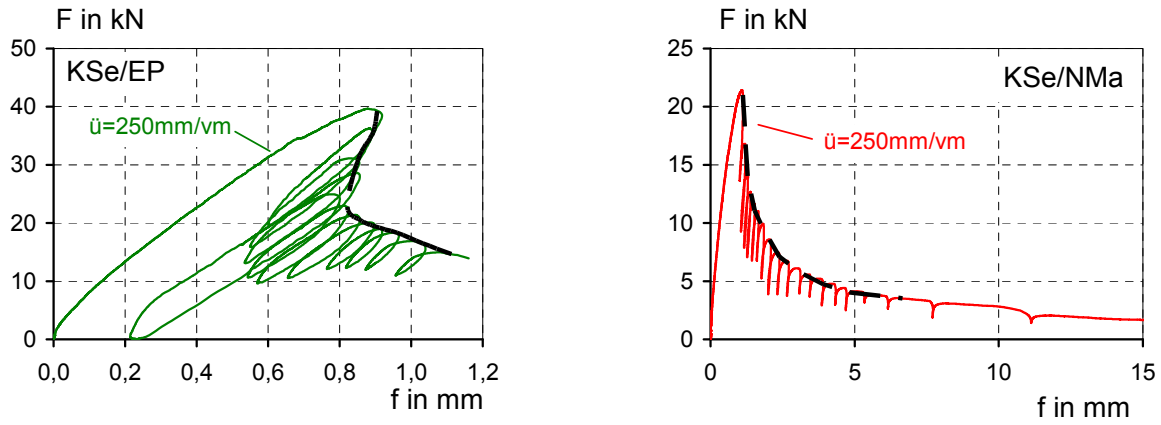


Bild 6.27: vollständige Last-Durchbiegungslinien (Be- und Entlastungsversuche),
links: KSe / EP, ü = 250 mm - Stoßfugen vm
rechts: KSe / NMa, ü = 250 mm - Stoßfugen vm

Beim Prüfkörper mit Epoxidharzmörtel ist der auch bei den numerischen Untersuchungen festgestellte „snap-back“-Effekt erkennbar: die rückläufigen elastischen Verformungen im ungerissenen Bereich sind hierbei größer als die Verformungen infolge des Risswachstums in der Rissprozesszone. Dieser macht eine durchbiegungsgeregelte Steuerung bei

monotoner Belastung sowohl im Versuch als auch in der numerischen Simulation unmöglich.

In Bild 6.28 a) und b) sind die jeweils an einem Mauerstein ermittelten Verformungen ohne Rissbildung und in der Rissprozesszone dargestellt. Sowohl die Hysteresen für den ungerissenen Bereich als auch die Rissbreitenöffnung nach Erreichen der Maximallast zeigen nahezu konstante Verformungen über die Steinhöhe.

In Bild 6.28 c) und d) ist die Rissentwicklung im Bereich der Stoß- und Lagerfugen für die Wand mit Normalmörtel dargestellt. Zum einen ist erkennbar, dass der Rissfortschritt nicht auf eine Bruchebene beschränkt ist. Dieses Phänomen ist von besonderem Interesse bei der Ermittlung der Bruchenergie sowie der Definition der Rissprozesszonenbreite für die numerischen Untersuchungen und bedarf bei einer entsprechenden Zielsetzung besonderer Beachtung. Eine direkte Ermittlung der Bruchenergie aus den Last-Durchbiegungskurven der Mauerwerkversuche ist in solchen Fällen nicht möglich.

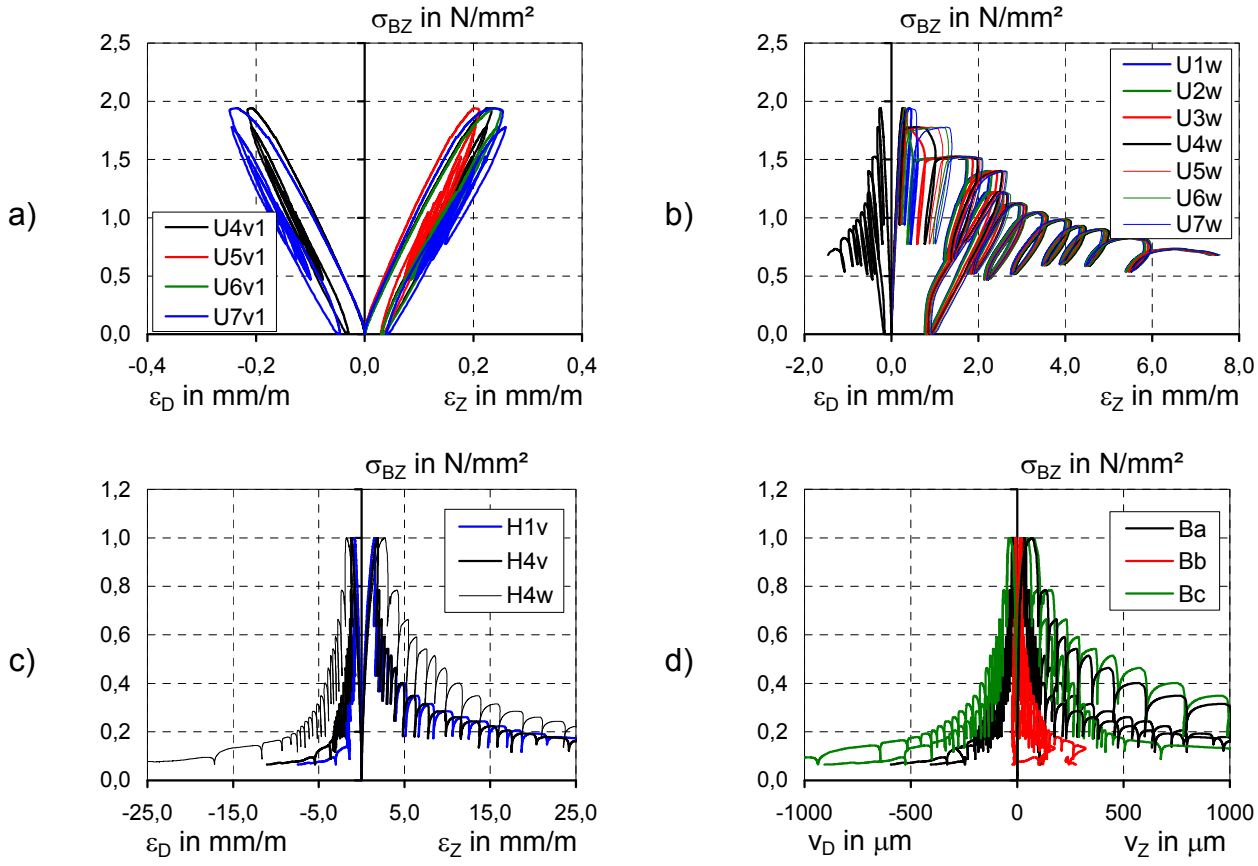


Bild 6.28: experimentell ermittelte vollständige Spannungs-Verformungslinien
a), b) KSe / EP, ü = 250 mm, Stoßfugen vm
c), d) KSe / NMa, ü = 250 mm, Stoßfugen vm

Zum anderen ist anhand der Verformungsmessungen analog zu den Wänden mit Dünnbettmörtel und vermörtelten Stoßfugen die Verschiebung des Drehpunktes in der

Lagerfuge zum Druckzonenrand erkennbar. Es ist davon auszugehen, dass die Veränderung der Lage des Drehpunktes nach Erreichen der Maximallast maßgeblich durch die Geometrie der Überbindefläche, die Steifigkeit des Mörtels in der Stoßfuge im Verhältnis zum Mauerstein bzw. zur Schubsteifigkeit der Lagerfuge sowie der Zugspannungsübertragung einschließlich der Rissentwicklung in der vermörtelten Stoßfuge beeinflusst wird.

Anzumerken ist, dass die hier dargestellten Untersuchungen zum Nachbruchverhalten des Mauerwerks, dessen Kenntnis beispielsweise zur Beschreibung eines zweiachsigen Lastabtrages unter Ansatz eines Makromodells von entscheidender Bedeutung ist, nur erste Anhaltswerte zum Materialverhalten liefern können und auch nicht Zielsetzung dieser Arbeit waren. Für abgesicherte Erkenntnisse sind weitere Untersuchungen erforderlich.

6.5.2 Porenbeton-Dünnbettmauerwerk

Die Untersuchungsergebnisse sind in der Tabelle E4 (Anhang E) enthalten. Die Bruchbilder der Mauerwerkwände sowie die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungslinien sind in den Bildern E26 bis E38 dargestellt. Eine zusammenfassende Übersicht über die Untersuchungsergebnisse enthält Tabelle 6.8. In Bild 6.29 sind die Last-Durchbiegungslinien dargestellt.

Tabelle 6.8: Versuchs- und Berechnungsergebnisse der Mauerwerkwände aus Porenbeton

Stein	Mörtel	ü	SF	Versuch		FE-Rechnung		
				f_{x2}	E	FE Nr.	f_{x2}	E
-		mm	-	N/mm²		-	N/mm²	
PPc	DMc	50	uv	0,07 [0,07; 0,07]	1450 [1390; 1520]	K	0,06	390
			vm	0,25 [0,24; 0,25]	1390 [1240; 1530]	L	0,25	910
		300	uv	0,16 [0,16; 0,16]	1510 [1250; 1760]	M	0,16	610
			vm	0,22 [0,22; 0,22]	1520 [1430; 1600]	N	0,24	940
		100	uv	0,12	2440	O	0,11	500

Die numerisch ermittelten Biegezugfestigkeitswerte zeigen auch hier eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die hohen experimentell ermittelten E-Moduln, die größer sind als der E-Modul des Porenbetons, sind auf das bei diesen Versuchsserien ausschließlich verwendete Messsystem A zur Bestimmung der Durch-

biegung zurückzuführen (siehe Abschnitt 6.2.2). Die numerischen Untersuchungen liefern plausible Ergebnisse.

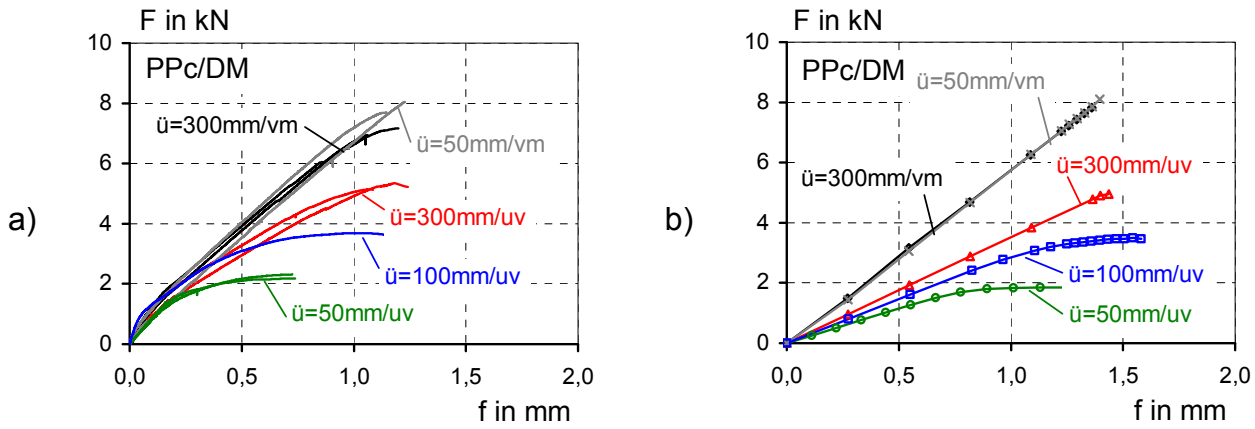


Bild 6.29: Last-Durchbiegungslinien, PPc / DMc
links: Versuchsergebnisse, rechts: Ergebnisse der FE-Simulation

Das Versagen ist bei allen Wänden infolge Überschreitens der Steinzugfestigkeit aufgetreten. Analog zum Kalksandstein-Mauerwerk nimmt die Biegezugfestigkeit bei unvermörtelten Stoßfugen mit Verringerung des Überbindemaßes deutlich ab. Der Verhältniswert der Mauerstein-Biegezugfestigkeit (f_{fl} = 0,49 N/mm²) zur Mauerwerk-Biegezugfestigkeit bei unvermörtelten Stoßfugen und halbsteinigem Überbindemaß beträgt wie beim Kalksandstein-Mauerwerk mit Epoxidharz rd. 1/3. Bei kleineren Überbindemaßen verringert sich der Verhältniswert auf 0,25 (ü = 100 mm, ü / h = 0,4) bzw. 0,14 (ü = 50 mm, ü/h = 0,2). Bild 6.30 verdeutlicht den Einfluss des Überbindemaßes auf die Verformungen im Mauerstein und damit die Spannungsspitzen im Steinrandbereich sowie die gute Übereinstimmung von Versuch und Berechnung.

Beim Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen ist kein Einfluss des Überbindemaßes auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit feststellbar. Anhand der Verformungsmessungen, siehe Bilder E32 und E34, ist zu erkennen, dass die Rissbildung im Bereich der Stoßfugen beginnt. Die Mauerwerk-Prüfkörper zeigen ein Versagen im oberflächennahen Bereich der Mauersteine, das analog hierzu auch bei den Biegehaftzugversuchen beobachtet werden konnte. Die Wände zeigen einen vertikalen Rissverlauf in den Stoßfugenebenen.

Die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit mit vermörtelten Stoßfugen entspricht näherungsweise der ermittelten Biegehaftzugfestigkeit von 0,20 N/mm² und damit wie beim Kalksandsteinmauerwerk der halben Mauerstein-Biegezugfestigkeit.

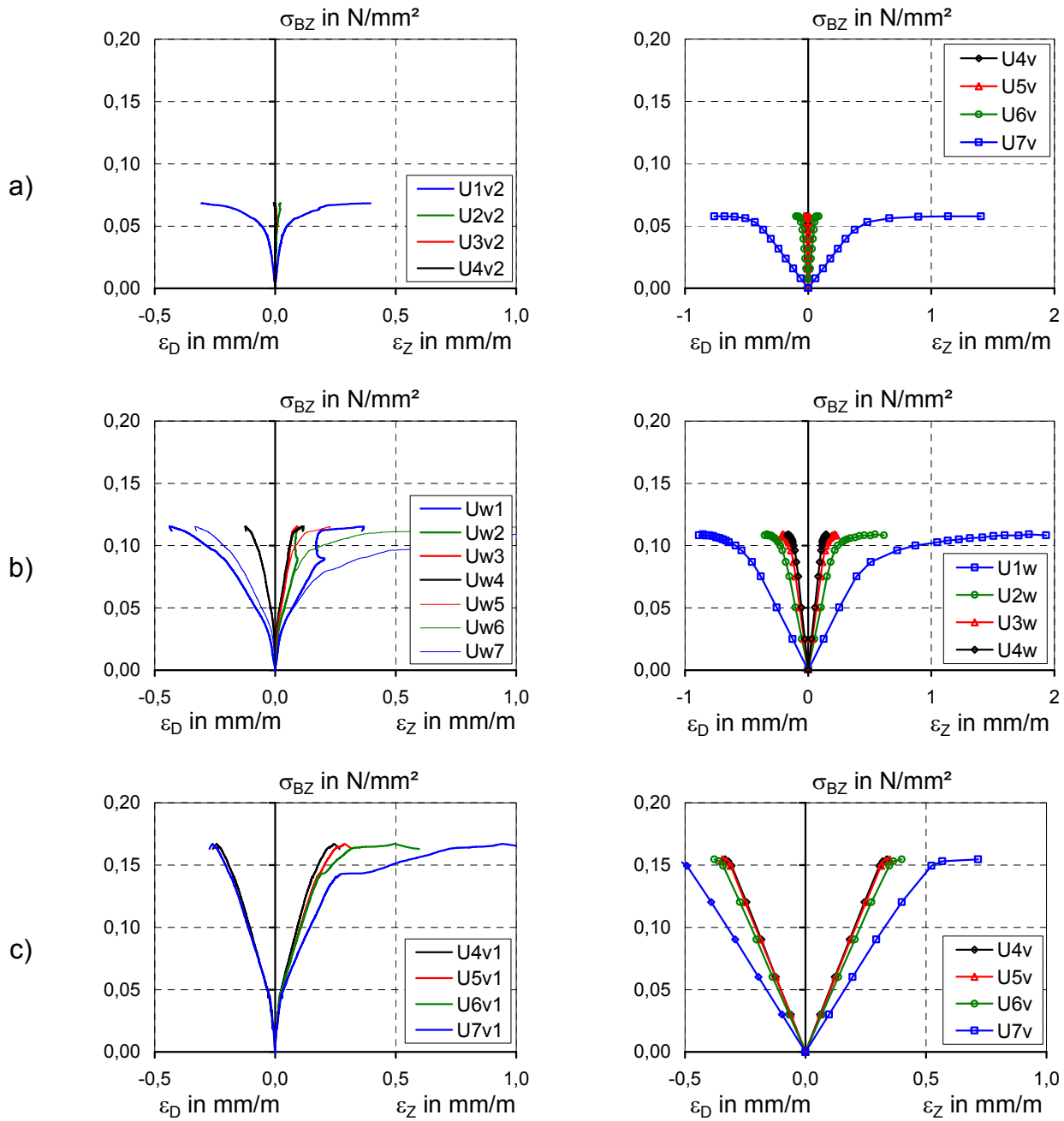


Bild 6.30: experimentell (links) und numerisch (rechts) ermittelte Spannungs-Verformungslinien, PPc / DMc - Stoßfugen uv
a) ü = 50 mm, b) ü = 100 mm, c) ü = 300 mm

Grundsätzlich ist festzustellen, dass die beiden Versuchsserien KSe / EP und PPc / DMc mit hohem Verhältniswert Haftzugfestigkeit / Steinzugfestigkeit vergleichbare Trag- und Versagensmechanismen zeigen.

6.5.3 Mauerwerk aus Kalksand-Lochsteinen

Die Untersuchungsergebnisse sind in der Tabelle E3 (Anhang E) enthalten. Die Bruchbilder der Mauerwerkwände sowie die experimentell ermittelten Last-Verformungslinien sind in den Bildern E39 bis E46 dargestellt. Eine zusammenfassende Übersicht über die Untersuchungsergebnisse enthält Tabelle 6.9.

Tabelle 6.9: Versuchsergebnisse der Mauerwerkwände aus Kalksand-Lochsteinen

Stein	Mörtel	ü	SF	Versuch	
				f_{x2}	E
-		mm	-	N/mm²	
KSf	EP	250	uv	0,97 [0,93; 1,01]	5490 [5040; 5930]
		60	uv	0,60 [0,56; 0,63]	4800 [4700; 4890]
			vm	1,34 [1,28; 1,39]	9250 [9070; 9430]
	DMb	120	uv	0,69 [0,68; 0,70]	6060 [5930; 6180]

In Bild 6.31 sind die Last-Durchbiegungskurven (Wandmitte) der verschiedenen Wände dargestellt. Wie auch bei den Wänden aus Vollsteinen verringert sich die Steifigkeit bei unvermörtelten Stoßfugen und bei kleinerem Überbindemaß. In Bezug auf die Genauigkeit des hieraus ermittelten E-Moduls gelten die bereits bei den Versuchsserien der Vollsteine genannten Einschränkungen.

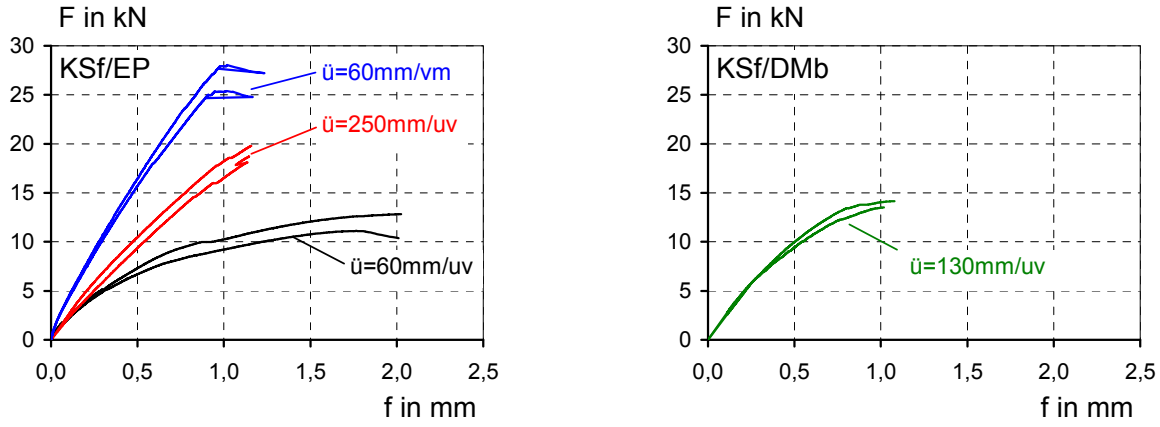


Bild 6.31: Last-Durchbiegungslinien, Versuchsergebnisse
links: KSf / EP, rechts: KSf / DMb

Zum besseren Verständnis der Versagensmechanismen ist in Bild 6.32 die Anordnung der Löcher in den einzelnen Steinlagen für die unterschiedlichen Überbindemaße dargestellt.

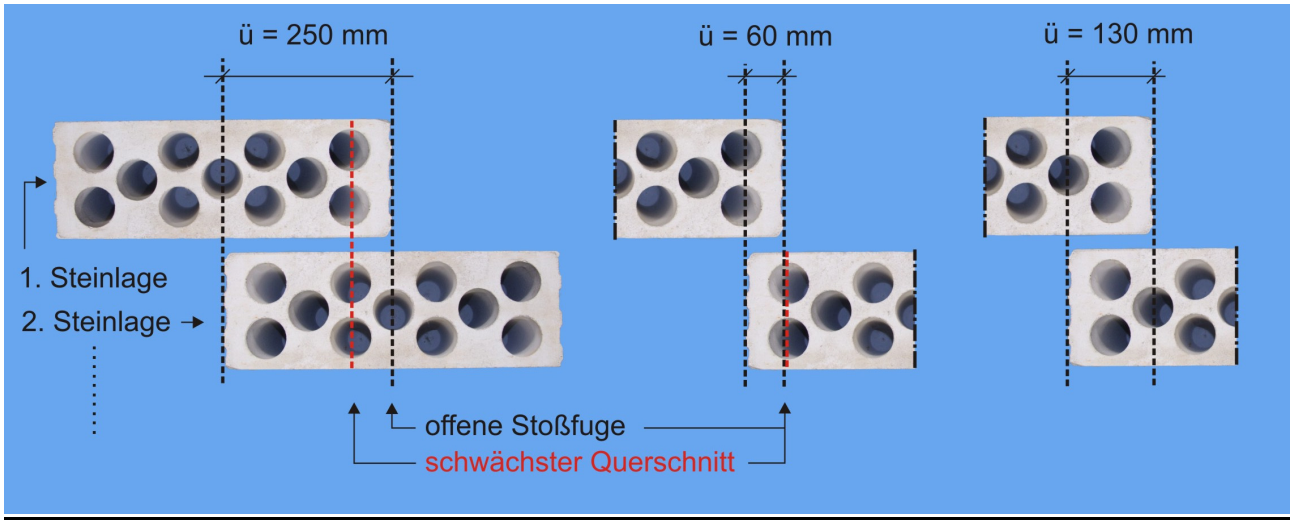


Bild 6.32: Anordnung der Mauersteine in den einzelnen Steinlagen

Bei den Wänden mit unvermörtelen Stoßfugen und einem Überbindemaß von ü = 250 mm können zwei Versagensfälle unterschieden werden.

Zum einen können analog zu den Wänden aus Vollsteinen die Spannungsspitzen unter- bzw. oberhalb der unvermörtelten Stoßfugen im Bereich der Steinebene mit einem Loch maßgebend für das Versagen sein. Die im Steinbereich ermittelten Verformungen, siehe Bild 6.33, zeigen das typische Auffächern sowie für die Messstellen im Rissbereich ein nichtlineares Verhalten. Der Deckel an der oberen Lagerfläche der Steine beeinflusst das Verformungsverhalten nicht maßgeblich. Bei den vergleichbaren Prüfkörpern aus Vollsteinen beträgt der Verhältniswert Mauerstein- / Mauerwerk-Biegezugfestigkeit im Mittel rd. 1,60 / 4,3 = 0,37. Eine direkte analoge Abschätzung der Tragfähigkeit ist hier nicht möglich, da die Bruchebene im Mauerwerk sowie die Biegezugfestigkeit der Steine an dieser Stelle einen entscheidenden Einfluss haben. Die Biegezugfestigkeit der Steine wurde an Prüfkörpern mit einem Loch bzw. zwei Löchern in Prüfkörpermitte bestimmt, siehe Abschnitt 3. Dabei ist das Versagen jedoch immer im Querschnittsbereich mit zwei Löchern aufgetreten. Die Biegezugfestigkeit an der schwächsten Querschnittsstelle beträgt unter Berücksichtigung beider Versuchsserien im Mittel 1,62 N/mm² (kleinster Einzelwert 1,32 N/mm²). Die Biegezugfestigkeit in der Querschnittsebene mit einem Loch beträgt mindestens 1,81 N/mm^2. Die tatsächliche Biegezugfestigkeit in diesem Querschnittsbereich ist nicht bekannt. Wird der an Vollsteinmauerwerk ermittelte Verhältniswert angesetzt, ergibt sich aus der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit eine theoretische Steinbiegezugfestigkeit von i. M. rd. 2,62 N/mm².

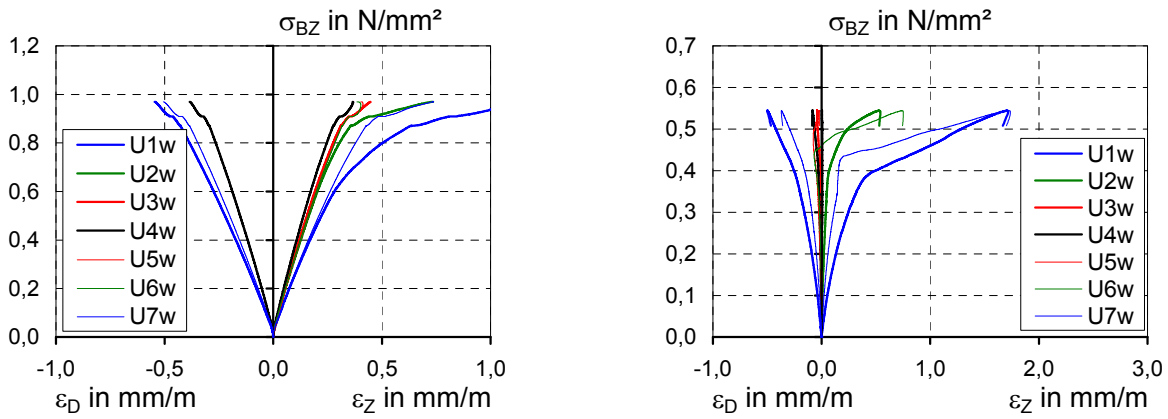


Bild 6.33: experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungslinien
KSf / EP – Stoßfugen uv
links: ü = 250 mm, rechts: ü = 60 mm

Zum anderen kann das Versagen an der Stelle der geringsten Steinbiegezugfestigkeit auftreten. In dieser Ebene liegen keine Stoßfugen, die unmittelbar zu Spannungsspitzen führen, und es sind Zugspannungen in jeder Steinlage übertragbar. Das Mauerwerk kann zwar aufgrund der offenen Stoßfugen nicht grundsätzlich als homogen angesehen werden, der im Rahmen der in Abschnitt 7 beschriebenen Parameterstudie ermittelte Spannungsplot (siehe Bilder F11 und F13) zeigt jedoch für dieses Überbindemaß bei Erstrisslast in der maßgebenden Querschnittsebene eine gleichmäßige Spannungsverteilung über die Steinhöhe, so dass zur Abschätzung der Tragfähigkeit für diesen Versagensfall die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit der Steinbiegezugfestigkeit gleichgesetzt werden kann. Auch wenn zur Berücksichtigung von Streuungen innerhalb der Mauerwerkwand der kleinste Einzelwert von 1,32 N/mm² angesetzt wird, liegt dieser noch über der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit. Es ist daher zu vermuten, dass die Rissbildung im Bereich der offenen Stoßfugen begonnen hat. Die Bruchbilder der Prüfkörper zeigen, dass eine Kombination beider Versagensfälle vorliegt. Gegebenenfalls ist durch die Ausbreitung der ungleichmäßigen Spannungsverteilung bei Laststeigerung entsprechend Bild F11 (max. Last) ein schräger Rissfortschritt eingetreten.

Die Wände mit unvermörtelten Stoßfugen und einem Überbindemaß ü = 60 mm untersuchen den ungünstigen Fall der Überlagerung der Stoßfuge mit der schwächsten Querschnittsebene bei gleichzeitig kurzem Überbindemaß. Die Rissbilder der Wände zeigen abweichend vom ursprünglich erwarteten vertikalen Rissverlauf einen schrägen Rissverlauf von Stoßfuge zu Stoßfuge entsprechend der Rissbilder der Wände aus Vollsteinen. Der Verhältniswert von Mauerstein- / Mauerwerk-Biegezugfestigkeit beträgt bei den Vollsteinen 0,14. Bei Übertragung dieses Wertes auf die Lochsteine unter Vernachlässigung des geringfügig größeren Überbindemaßes vom Lochsteinmauerwerk und unter Ansatz der mittleren Biegezugfestigkeit im schwächsten Querschnitt von 1,62 N/mm² ergibt sich eine rechnerische Biegezugfestigkeit von 0,23 N/mm². Für die

Berechnung wird die mittlere (tatsächliche) Mauerstein-Biegezugfestigkeit angesetzt, da die Bruchebene festliegt und der Einfluss der Streuungen in den Materialfestigkeiten geringer ist als beim Versagen außerhalb der Stoßfugen (siehe oben). Die Versuche liefern deutlich höhere Biegezugfestigkeitswerte, da für das Versagen und den für Vollsteine ermittelten Verhältniswert ein Abriss der Steinecke maßgebend ist. In dieser Rissebene ist die Festigkeit des Mauersteins durch den Außenquersteg deutlich größer als an der schwächsten Querschnittsstelle und entspricht rechnerisch, da die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks aus Lochsteinen (KSf / EP, ü = 60 mm) und aus Vollsteinen (KSe / EP, ü = 50 mm) gleich groß ist, der Materialfestigkeit, die für beide Steinarten annähernd gleiche Werte annimmt (siehe Tabelle B3). Die am Mauerstein gemessenen Verformungen liefern ähnliche Kurvenverläufe wie bei den Vollsteinen, vgl. Bilder E7 und E44.

Das Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen kann analog zu den Wänden aus Vollsteinen, bei denen das Versagen an der schwächsten Querschnittsstelle durch Überschreiten der Steinzugfestigkeit an der Stirnseite bei einer Biegezugspannung von rd. 2,25 N/mm² eingetreten ist, als homogen angesehen werden. Aufgrund der geringeren Biegezugfestigkeit der Mauersteine verlaufen die Risse nicht durch die Stoßfugen, sondern entlang der schwächsten Querschnitte, den versetzten Lochreihen mit 2 Löchern in den einzelnen Steinlagen. Die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit entspricht im Mittel mit 1,34 N/mm² der Mauerstein-Biegezugfestigkeit (kleinster Einzelwert zur Berücksichtigung der Materialstreuung in der Wand). Abweichend von den Wänden aus Vollsteinen zeigen die Verformungen (siehe Bild E45) im Steinbereich ein Auffächern analog zu den Wänden mit unvermörtelten Stoßfugen. Es kann nur vermutet werden, dass bei diesen Wänden die Steifigkeit der Epoxidharzfuge geringer ist, wodurch im Steinrand Spannungsspitzen auftreten. Diese sind jedoch nicht maßgebend für das Versagen, da die Bruchebene nicht durch die Stoßfugen verläuft.

Bei den Wänden mit Dünnbettmörtel (ü = 130 mm, Stoßfugen unvermörtelt) ist mit Ausnahme eines gerissenen Mauersteins, siehe Bild E42, Fugenversagen maßgebend. Die ermittelten Verformungen im Stein- und Fugenbereich, siehe Bild E46, entsprechen qualitativ denen für Vollsteine und Fugenversagen, mit einem für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen charakteristischen Auffächern der Verformungen im Mauerstein und der Verdrehung der Steine annähernd in der Mitte der Überbindefläche. Für Mauerwerk aus Vollsteinen konnte eine Korrelation der Wandversuche zu den Torsionsversuchen hergestellt werden und das maximale Moment unter Ansatz der Haftscherfestigkeit und einer voll plastifizierten Fuge abgeschätzt werden. Das im Versuch bestimmte mittlere Torsionsmoment von M_T = 642 Nm liefert für die gleiche Überbindefläche ein maximales Wandbiegemoment $M_{max} = 4 \cdot 642$ Nm = 2570 Nm und eine Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von rd. f_{x2} = 0,50 N/mm². Die experimentell ermittelte

Mauerwerk-Biegezugfestigkeit ist mit 0,69 N/mm² um den Faktor 1,37 größer. Dieser Wert entspricht auch dem Verhältniswert der Haftscherfestigkeitswerte 1,24 / 0,92 = 1,35 der einzelnen Mörtelmischungen, die für die Herstellung der Mauerwerkwände (Mischung DMb-10) und der Torsionsversuche (Mischung DMb-11) verwendet wurden.

Das in der Querschnittsfläche von 130 x 175 mm² übertragbare Torsionsmoment kann unter Ansatz einer voll plastifzierten und vollflächig vermörtelten Lagerfuge entsprechend Gleichung (Gl. 5.16) berechnet werden. Für eine Haftscherfestigkeit von c_0 = 0,68 N/mm² (aus Stoffgesetz DMb1) ergibt sich ein Torsionsmoment von M_T = 909 Nm und eine Mauerwerk-Biegezugfestigkeit bei 4 Lagerfugen von 0,71 N/mm². Dieser Wert entspricht näherungsweise der experimentell bestimmten Biegezugfestigkeit. Die Werte sind vergleichbar, da die Referenz-Haftscherfestigkeit für die entsprechenden Mörtelmischungen DMb-7 ($c_{0,DIN,Ref.}$ = 1,28 N/mm²) und DMb-11 ($c_{0,DIN,Ref.}$ = 1,24 N/mm²) annähernd gleich groß sind. Analog hierzu ergibt sich für eine Haftscherfestigkeit von c_0 = 0,57 N/mm² (aus Stoffgesetz DMb2) ein Torsionsmoment von M_T = 762 Nm im Vergleich zu den Torsionsversuchen, die mit der gleichen Mörtelmischung hergestellt wurden, von i. M. 642 Nm. Die Versuchswerte liegen bei den Torsionsversuchen zwar rd. 15% unter dem rechnerischen Wert. Unter Berücksichtigung der Wandversuche kann aber auch für die untersuchten Lochsteine näherungsweise eine vollflächige Kraftübertragung über die gesamte Überbindefläche angesetzt werden. Dies kann damit begründet werden, dass auch im Bereich der Löcher durch die Verzahnung der Mörteldorne eine Kraftübertragung erfolgt, siehe Bild 5.22. Dass heißt, es ist nicht grundsätzlich eine Abminderung der Verbundfestigkeit für den Dünnbettmörtel in Abhängigkeit des Lochanteils erforderlich. Dabei haben der Lochanteil und die Lochgeometrie sowie auch die Überbindefläche maßgebenden Einfluss auf die Kraftübertragung. Für abgesicherte Aussagen sind weitere Untersuchungen erforderlich. Zunächst wird jedoch davon ausgegangen, dass die übertragbaren Verbundspannungen auch für Lochsteine unter Ansatz einer vollflächigen Vermörtelung berechnet werden können.

6.5.4 Mauerwerk aus Hochlochziegeln

Die Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle E5 (Anhang E) enthalten. Die Bruchbilder der Mauerwerkwände sowie die experimentell ermittelten Last-Verformungslinien sind in den Bildern E47 bis E50 dargestellt. Eine zusammenfassende Übersicht über die Untersuchungsergebnisse enthält Tabelle 6.10.

Tabelle 6.10: Versuchsergebnisse der Mauerwerkwände aus Hochlochziegeln

Stein	Mörtel	ü	SF	Versuch	
				f_{x2}	E
-		mm	-	N/mm²	
HLzb	DMd	120	uv	0,25 [0,23; 0,28]	1460 [1190; 1720]
			vm	0,36 [0,34; 0,38]	3630 [2660; 4600]

In Bild 6.34 sind die Last-Durchbiegungskurven der Wände mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen vergleichend dargestellt. Erwartungsgemäß ist die Steifigkeit der Mauerwerkwände mit vermörtelten Stoßfugen größer als bei unvermörtelten Stoßfugen. In Bezug auf die Genauigkeit des hieraus ermittelten E-Moduls gelten die bereits bei den Versuchsserien der anderen Mauersteinarten genannten Einschränkungen. Die Unstetigkeiten in den Kurvenverläufen sind auf beginnende Rissbildung zurückzuführen, die durch die Verformungsmessungen im Stein- und Fugenbereich, siehe Bilder E49 und E50, nachvollziehbar sind.

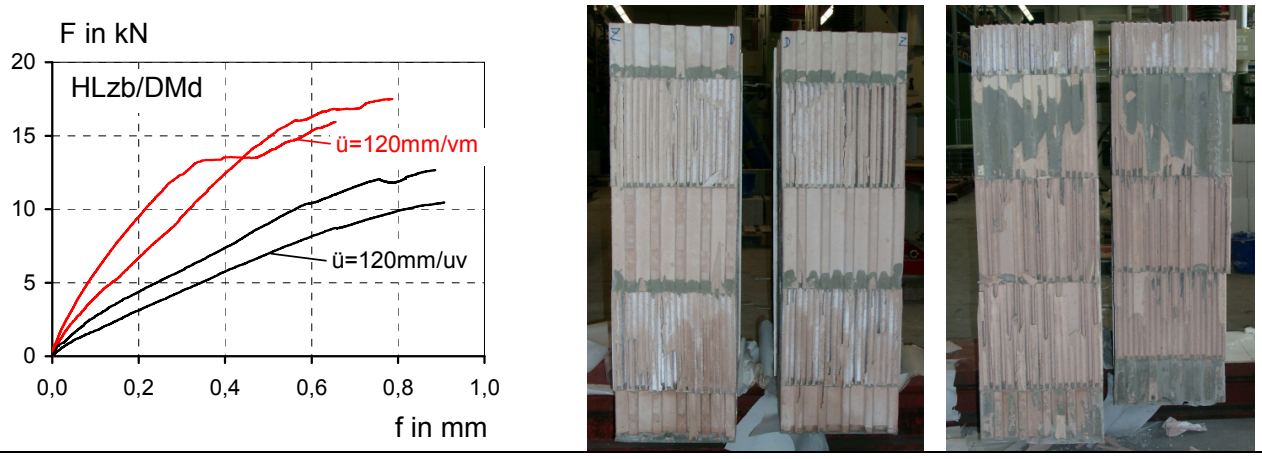


Bild 6.34: links: Last-Durchbiegungslinien, Versuchsergebnisse, HLzb / DMd
rechts: Bruchbilder

Bei den Wänden mit unvermörtelen Stoßfugen verläuft die Bruchebene vertikal durch die Stoßfugen. Der Verhältniswert Mauerwerk- / Mauerstein-Biegezugfestigkeit beträgt für diese Wände 0,25 / 0,39 = 0,64 (bezogen auf die Mauerstein-Biegezugfestigkeit an der Bruchstelle f'_{fl}) bzw. 0,25 / 0,51 = 0,5 (bezogen auf die Mauerstein-Biegezugfestigkeit in

Prüfkörpermitte f_{fl}). Beide Verhältniswerte sind deutlich größer als der am Porenbeton ermittelte Wert von 0,25 bei vergleichbarem Überbindemaß ü / h = 0,4. Die Ursache ist maßgeblich darin zu sehen, dass die gebrannten Hochlochziegel durch Risse vorgeschädigt sind, die im Biegeversuch am Mauerstein zu einer Reduzierung der Biegezugfestigkeit führen. Im Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen ist die Bruchebene durch die offenen Stoßfugen vorgegeben und die Biegezugfestigkeit des Mauersteins in dieser Ebene maßgebend. Mit hoher Wahrscheinlichkeit ist der Mauerstein dort nicht durch einen Riss vorgeschädigt. Die Biegezugversuche an den gekerbten Hochlochziegeln, bei denen ebenfalls die Bruchebene vorgegeben ist, haben eine Netto-Biegezugfestigkeit von i. M. 0,75 N/mm² ergeben. Bei Kenntnis der Kerbempfindlichkeit wäre eine Rückrechnung der theoretischen Biegezugfestigkeit eines ungerissenen, ungekerbten Ziegels möglich. Die Kerbempfindlichkeit für Vollziegel wurde in Abschnitt 3.3.2 (Kerbtiefe 0,25) zu 0,62 bzw. 0,86 ermittelt. Der Verhältniswert der Biegezugfestigkeit von gekerbten und ungekerbten Hochlochklinkern KHlzd beträgt 0,59. Wird ein solcher Verhältniswert unterstellt, ergibt sich für die Hochlochziegel eine theoretische Biegezugfestigkeit von 0,75 / 0,6 = 1,25 N/mm². Es ist darauf hinzuweisen, dass diese Annahme nur eine erste Abschätzung sein kann und der Verhältniswert von zahlreichen Faktoren, u. a. vom Materialverhalten, der Steggeometrie und der Steinbreite, abhängt. Unter Ansatz einer Mauerstein-Biegezugfestigkeit von 1,25 N/mm² ergibt sich ein Verhältniswert von Mauerstein- / Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von 0,2 für die vorliegenden Untersuchungsergebnisse. Dass dieser Wert geringfügig unter dem o. g. Wert für Porenbeton liegt, ist insofern plausibel, da der Ziegel ein spröderes Verhalten als Porenbeton aufweist. Abgesicherte und aussagekräftige Untersuchungen zum Nachbruchverhalten von Hochlochziegeln liegen derzeit nicht vor. Die in Abschnitt 3 beschriebenen Untersuchungen können nur erste Anhaltswerte liefern, zeigen jedoch auch für den vorliegenden Hochlochziegel einen vergleichsweise steilen Lastabfall nach Erreichen der Maximallast und deuten damit auf ein sprödes Verhalten hin.

Die ermittelten Verformungen im Stein- und Fugenbereich zeigen ähnliche Ergebnisse wie bei den Kalksandstein- und Porenbetonwänden. Bild 6.35 zeigt exemplarisch die Messstellen der Wand 1 mit einem Auffächern der Kurven infolge der Spannungskonzentrationen am Steinrand. Die höheren Verformungen an den Messstellen „t“ deuten auf eine beginnende Rissbildung hin und kündigen das anschließende Versagen der Wand in dieser Ebene an, vgl. Bild E47.

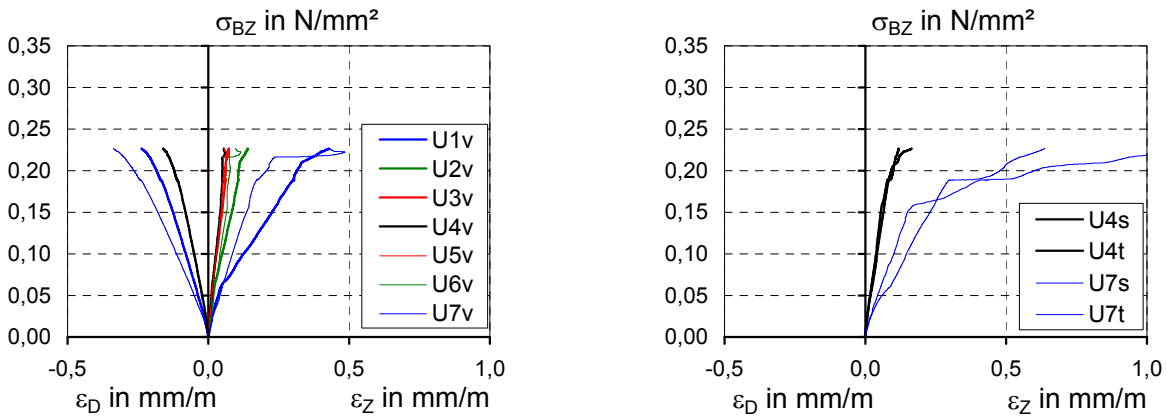


Bild 6.35: experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungslinien
HLzb / DMd - Stoßfugen uv - ü = 120 mm

Die Vermörtelung der Stoßfugen führt zu einer Erhöhung der Steifigkeit der Wände und zu einer Steigerung der Biegezugfestigkeit um rd. 45 % auf 0,36 N/mm². Bei den Wänden zeigen sich zwei unterschiedliche Versagensmechanismen. Zum einen ist ein Haftzugversagen in den vermörtelten Stoßfugen erkennbar, zum anderen verläuft der Riss außerhalb der Stoßfugenbereiche entsprechend einer homogenen Wandscheibe. Über die die in Bild 6.36 beispielhaft dargestellten Verformungsmessungen können Rückschlüsse über die Versagensmechanismen gezogen werden.

Das Haftzugversagen in der Stoßfuge oberhalb des betrachteten Mauersteins, siehe Bild 6.36 (links), führt zu einem Auffächern der gemessenen Verformungen. In der Stoßfuge unterhalb des Mauersteins ist noch eine volle Zugkraftübertragung möglich. Hierdurch entstehen die größten Verformungen am oberen Steinrand und nehmen zum unteren Steinrand ab. Ein ähnliches Phänomen ist für Prüfkörper 2 bei einer Biegezugspannung von 0,3 N/mm² zu erkennen, siehe Bild E50.

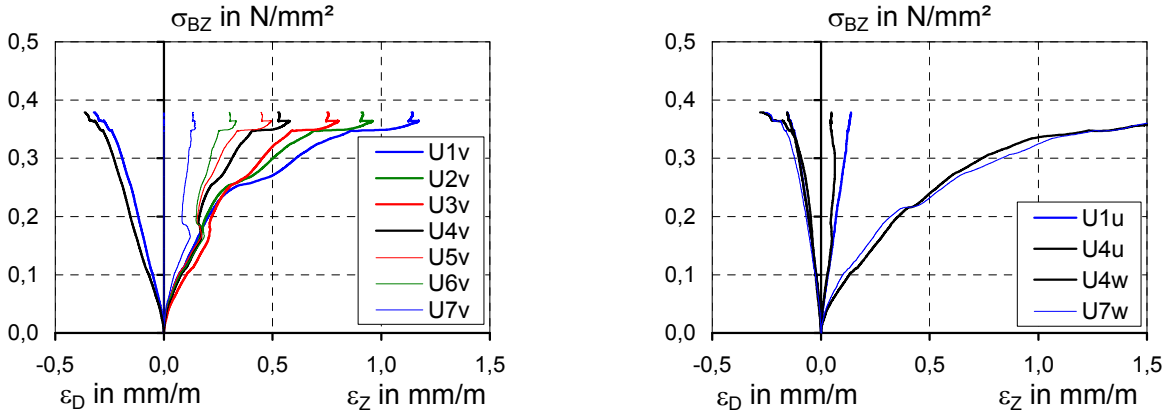


Bild 6.36: experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungslinien
HLzb / DMd - Stoßfugen vm - ü = 120 mm

Maßgebend für das Versagen ist das Überschreiten der Zugfestigkeit im Stoßfugenbereich analog zu den Versuchsserien KSe / EP und PPc / DMc mit vermörtelten Stoßfugen und

mit Steinversagen. Im Unterschied zu diesen Versuchsserien ist das Versagen hier jedoch nicht im oberflächennahen Steinbereich sondern in der Verbundfuge aufgetreten. Ferner führte das Überschreiten der Zugfestigkeit nicht zu einem schlagartigen Versagen wie bei den anderen Versuchsserien. Die Ursache hierfür ist im unterschiedlichen Verhältniswert der Zugfestigkeit im Stoßfugenbereich (Haftzugfestigkeit bzw. Zugfestigkeit des Mauersteins im Randbereich) und der Steinzugfestigkeit zu sehen. Bei den Wänden aus Kalksandstein und Porenbeton sind die Zugspannungen beim Aufreißen der Stoßfugen so groß, dass es zu einem unkontrollierten Risswachstum kommt. Das Aufreißen der Stoßfugen beim Ziegelmauerwerk führt zu geringeren Spannungsspitzen im Steinrandbereich, die kein unkontrolliertes Risswachstum bewirken. Es ist daher eine weitere Laststeigerung möglich. Die Druckkraftübertragung in der Stoßfuge sowie auch die Zugkraftübertragung in der Rissprozesszone und in der ungerissenen Stoßfuge führen im Vergleich zum Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen zu geringeren Spannungsspitzen und einer höheren Tragfähigkeit, die in der Bemessung berücksichtigt werden kann.

Die in Bild 6.36 (rechts) dargestellten Messstellen U4w-Z und U7w-Z zeigen im Vergleich zu den übrigen Messstellen bereits bei geringer Belastung deutlich größere Verformungen, die über die Steinhöhe gleich groß sind. Als mögliche Ursache kann eine bereits vorhandene Rissbildung des Steines angesehen werden, die zu lokal deutlich niedrigeren Biegezugfestigkeiten führt als die „tatsächliche“ Steinbiegezugfestigkeit im Bereich der Stoßfugen (siehe oben). Wird das Mauerwerk als homogenes Material betrachtet, ist daher die geringste Mauerstein-Biegezugfestigkeit im Querschnitt maßgebend. Hierzu kann in erster Näherung die im Versuch bestimmte und in Bezug auf die Bruchebene ausgewertete Mauerstein-Biegezugfestigkeit herangezogen werden. Die Biegezugfestigkeit an der schwächsten Stelle der Mauersteine im Biegeversuch von i. M. rd. 0,39 N/mm² entspricht näherungsweise der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit.

Die Untersuchungen an den Mauerziegeln haben verdeutlicht, dass die Streuung der Materialeigenschaften in der Wand sowie in den einzelnen Mauersteinen insbesondere durch Vorschädigungen das Tragverhalten maßgeblich beeinflusst und in den Berechnungen berücksichtigt werden muss. Zur Beschreibung wurden erste Ansätze vorgestellt. So ist beim Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen durch die festgelegte Bruchebene der Ansatz einer „tatsächlichen“ Biegezugfestigkeit angedacht. Dabei ist für die Herleitung von Bemessungsansätzen zu berücksichtigen, dass im ungünstigsten Fall im Bereich der offenen Stoßfugen die angrenzenden Mauersteine Risse aufweisen. Eine Überprüfung ist grundsätzlich durch statistische Auswertung von Versuchsserien mit entsprechender Prüfkörperanzahl möglich. Für vermörtelte Stoßfugen ist dahingegen bei ausreichender Haftzugfestigkeit (homogenes Mauerwerk) die Biegezugfestigkeit an der schwächsten Stelle maßgebend.

6.5.5 Mauerwerk aus Vormauerziegeln

Die Untersuchungsergebnisse sind in den Tabellen E6 und E7 (Anhang E) enthalten. Die Bruchbilder der Mauerwerkwände sowie die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungslinien sind in den Bildern E51 bis E68 dargestellt. Eine zusammenfassende Übersicht über die Untersuchungsergebnisse enthält Tabelle 6.11.

Tabelle 6.11: Versuchsergebnisse der Mauerwerkwände aus Vormauerziegeln

Stein	Mörtel	ü	SF	Versuch	
				f_{x2}	E
-		mm	-	N/mm²	
VMzc	NMb	115	uv	0,91 [0,74; 1,09]	15520 [10380; 21860]
			vm	1,63 [1,57; 1,67]	16230 [15950; 16570]
		45	vm	1,25 [1,08; 1,40]	15410 [14820; 16290]
KHLzd	NMb	115	uv	1,07 [0,80; 1,26]	10280 [9410; 10970]
			vm	1,31 [1,00; 1,50]	13670 [11860; 15290]
		45	vm	1,28 [1,07; 1,40]	13610 [12350; 14960]

Bei den Vollziegeln nimmt die Biegezugfestigkeit erwartungsgemäß mit dem Überbindemaß ab. Abweichend hiervon hat das Überbindemaß bei den Lochziegeln im Mittel nahezu keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit.

In Bild 6.37 sind die ermittelten Last-Durchbiegungskurven dargestellt. Unabhängig von der Stoßfugenausführung und dem Überbindemaß zeigen die Wände aus Lochziegeln einen ausgeprägter nichtlinearen Kurvenverlauf, mit größeren Durchbiegungen bei Erreichen der Maximallast. Es ist zu vermuten, dass dies auf den Verzahnungseffekt der Mörteldorne zurückzuführen ist.

Die Biegesteifigkeit der Wände wird durch das Überbindemaß nahezu nicht beeinflusst. Bei den Wänden mit unvermörtelten Stoßfugen ist die Biegesteifigkeit erwartungsgemäß niedriger als bei den Wänden mit vermörtelten Stoßfugen (Verhältniswert von rd. 0,70). In Bezug auf die Genauigkeit des ermittelten E-Moduls gelten die bereits bei den Versuchsserien der anderen Mauersteinarten genannten Einschränkungen. Die grundsätzlich kleinere Biegesteifigkeit der Wände aus Hochlochziegeln ist auf den höheren E-Modul der Vollsteine (s. Abschnitt 3) zurückzuführen.

Eine plötzliche, signifikante Änderung der Steifigkeit (Steigung), die auf ein Versagen des Haftverbundes in den Stoßfugen hinweist (siehe Abschnitt 2), war bei den hier durchgeführten Untersuchungen nicht zu beobachten. Die Biegehaftzugfestigkeit in den Stoßfugen wurde bei den in Abschnitt 4 beschriebenen Untersuchungen zu f_{fl} = 0,34 N/mm² (VMzc / NMb) und $f_{fl,m}$ = 0,47 N/mm² (KHLzd / NMb) bestimmt. Unter Bezug auf diese Werte müsste bei den Mauerwerkwänden bei einer Belastung von rd. F = 2,9 kN bzw. F = 4,0 kN ein Haftzugversagen in den Stoßfugen eintreten. Die Messstellen im Stoß- und Lagerfugenbereich, siehe Bilder E57 bis E68, zeigen teilweise Verformungszunahmen bzw. Unstetigkeiten im Kurvenverlauf, die auf ein Versagen in der Stoßfuge hindeuten, jedoch in der Regel erst bei höheren Biegezugspannungen.

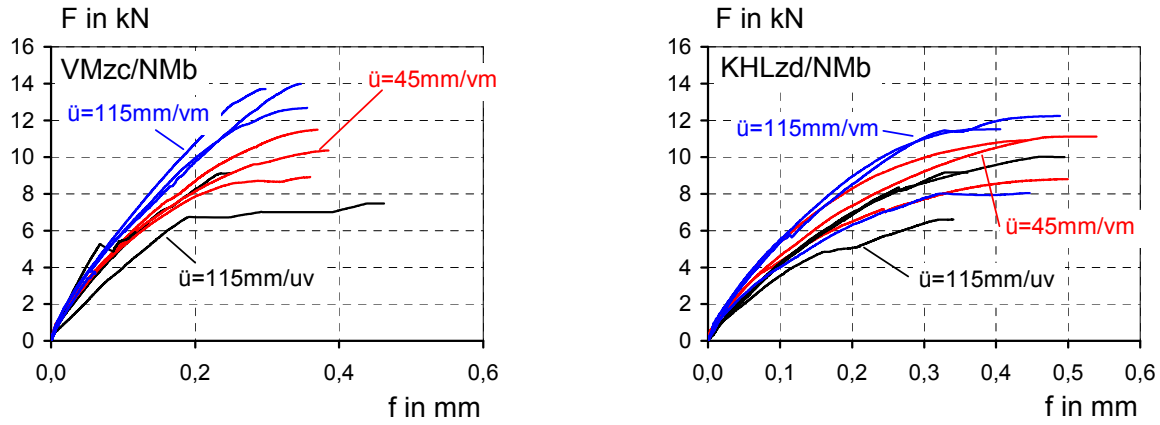


Bild 6.37: experimentell ermittelte Last-Durchbiegungslinien
links: VMzc / NMb, rechts: KHLzd / NMb

Bei der folgenden Auswertung ist zu berücksichtigen, dass die Versuchsergebnisse eine sehr große Streuung aufweisen. Die Untersuchungen zur Haftscherfestigkeit, siehe Abschnitt 4, haben gezeigt, dass auch bei Überwachung der Frischmörtelkennwerte eine Streuung der Verbundfestigkeiten von bis zu 75% bei den einzelnen Mischungen zu beobachten ist. Hierdurch wird die Analyse der Untersuchungsergebnisse deutlich erschwert.

Die Messstellen im Stein- und Fugenbereich der Wände mit unvermörtelten Stoßfugen zeigen bei beiden Mauersteinarten, siehe Bilder E61, E62, E67 und E68, auf der Druck- und Zugseite annähernd gleich große Verformungen. Der Drehpunkt liegt somit in der Mitte der Überbindefläche. Das in einer Lagerfuge übertragene Torsionsmoment beträgt bei Maximallast M_T = 978 / 5 = 196 Nm (VMzc) bzw. M_T = 1107 / 5 = 221 Nm (KHLzd). Diese Werte sind deutlich kleiner als die in den Torsionsversuchen bestimmten maximalen Torsionsmomente von 365 (VMzc) bzw. 514 Nm (KHLzd). Ursache kann zum einen die Streuung der Verbundfestigkeit in der Mauerwerkwand (Versagen an der schwächsten Stelle) sowie unterschiedliche Verbundfestigkeiten der Mörtelmischungen bei den Torsions- und Wandversuchen sein. Zum anderen wurden die Mauersteine in der oberen

und unteren Steinlage nicht halbiert, so dass davon auszugehen ist, dass in den oberen und unteren Lagerfugen (rd. 1,5fach) höhere Torsionsmomente auftreten als in Wandmitte. Vereinfachend wird für die weitere Auswertung der Wandversuche das oben angegebene, auf eine Lagerfuge bezogene mittlere Torsionsmoment angesetzt. Unter der Annahme einer voll plastifizierten Überbindefläche auf Grundlage der Ergebnisse am Kalksandsteinmauerwerk ergibt sich hieraus entsprechend (Gl. 5.16) eine Verbundfestigkeit von 0,34 N/mm² bzw. 0,38 N/mm².

Bei den Wänden mit vermörtelten Stoßfugen zeigen die Verformungsmessungen im Lager- und Stoßfugenbereich infolge der Kraftübertragung in den Stoßfugen eine Verschiebung des Drehpunktes zum Druckzonenrand. Bild 6.38 zeigt beispielhaft die Verformungen im Lagerfugenbereich für eine Wand aus Vollziegeln bei Überbindemaßen von 115 mm und 45 mm.

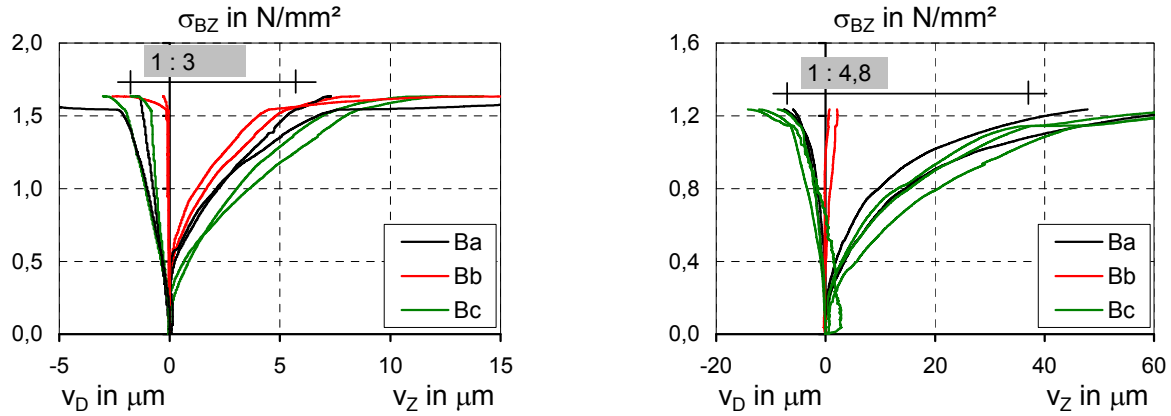


Bild 6.38: experimentell ermittelte Spannungs-Verformungslinien
VMzc / NMb - Stoßfugen vm
links: ü = 115 mm, rechts: ü = 45 mm

Unter der Annahme einer linearen Verformungsverteilung über den Wandquerschnitt kann die Lage des Drehpunktes näherungsweise aus den im Abstand von rd. 30 mm von der Wandoberfläche gemessenen Verformungen abgeschätzt werden. Dabei wird auf Grundlage der Ergebnisse der numerischen Berechnungen, siehe Abschnitt 7, davon ausgegangen, dass der Drehpunkt in der Mitte der Überbindelänge bleibt. Der Ansatz eines Verhältniswertes der Verformungen auf der Druck und Zugseite von 1:3 bzw. 1:4,8 (Drehpunkt am Steinrand), siehe Bild 6.38 (die Versuchsergebnisse zeigen dabei eine sehr große Streuung), liefert eine Verschiebung des Drehpunkts um rd. 44 mm bzw. 57,5 mm. Die Verschiebung des Drehpunktes führt zu einer Erhöhung des übertragbaren Torsionsmomentes, das unter Ansatz der o. g. Verbundfestigkeiten mit (Gl. 5.16) berechnet werden kann. Tabelle 6.12 zeigt einen Vergleich der rechnerisch ermittelten Torsionsmomente M_T für die unterschiedlichen Mauerwerkgeometrien unter Ansatz der o. g. Verbundfestigkeiten bezogen auf eine Lagerfuge. Die Verschiebung des Drehpunktes

infolge der Stoßfugenvermörtelung führt in Abhängigkeit des Überbindemaßes rechnerisch zu rd. 30 bis 50 % höheren Traglasten.

Tabelle 6.12: Torsionsmoment im Vergleich zum Wandmoment

Stein	Mörtel	ü	SF	M_T	5 M_T	M
				berechnet		Versuch
-		mm	-	Nm		
VMzc	NMb	115	uv	196 [1)]	978	
			vm	263	1315	1734
		45	uv	57	285	-
			vm	105	525	1320
KHlzd	NMb	115	uv	221 [1)]	1107	
			vm	294	1470	1360
		45	uv	64	320	-
			vm	118	590	1322

1) aus Wandversuchen ermittelt

In der Tabelle 6.12 ist zusätzlich das rechnerisch über die 5 Lagerfugen übertragbare Moment im Vergleich zum maximalen Biegemoment der Wandversuche angegeben. Die Differenz zwischen Mauerwerkbiegemoment und Torsionsmoment entspricht theoretisch dem über die Stoßfugen übertragenen Momentenanteil, der für das kurze Überbindemaß deutlich größer ist als beim halbsteinigen Überbindemaß. Es ist zu vermuten, dass die Tragfähigkeit auch durch eine Verzahnung des Mörtels infolge nicht paralleler Oberflächen der Mauersteine sowie durch den Mörtel selbst (Anteil über die Wandhöhe rd. 17 %) beeinflusst wird.

Aufgrund der Streuung der Versuchsergebnisse kann die Auswertung der Versuche am Verblendmauerwerk zunächst nur als Grundlage zum Verständnis des Tragverhaltens dienen, ohne allerdings allgemeingültige quantitative Aussagen zum Einfluss der Stoßfugenvermörtelung und des Überbindemaßes auf die Biegezugfestigkeit zu liefern.

6.6 Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

Die Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle E8 (Anhang E) enthalten. Die Bruchbilder der Mauerwerkwände sowie die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungslinien sind in den Bildern E69 bis E83 dargestellt. Eine zusammenfassende Übersicht über die Untersuchungsergebnisse enthält Tabelle 6.13.

Tabelle 6.13: Versuchsergebnisse der Mauerwerkwände aus Vormauerziegeln bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

Stein	Mörtel	ü	SF	Versuch			
				σ_N	f_{x2}	E	M_{res}
-		mm	-	N/mm²			Nm
VMzc	NMb	115	vm	0	1,20 [1,16; 1,23]	15560 [14260; 16860]	142 [142; 142]
				-0,02	1,58	18180	-
				-0,04	1,67 [1,54; 1,79]	17170 [16240; 18100	451 [438; 464]
				-0,2	2,33 [2,32; 2,34]	17600 [16750; 18450]	985 [901; 1069]
				-0,3	2,45	19940	1185
				-0,4	2,41	17010	283
KHLzd	NMb	115	vm	-0,04	1,77 [1,76; 1,78]	10880 [107140; 11050]	393 [296; 489]
				-0,2	1,76	15090	322

In Bild 6.39 ist die Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Auflast senkrecht zur Lagerfuge einschließlich der Versuchsserien aus Abschnitt 6.5.5 (ohne Auflast) dargestellt.

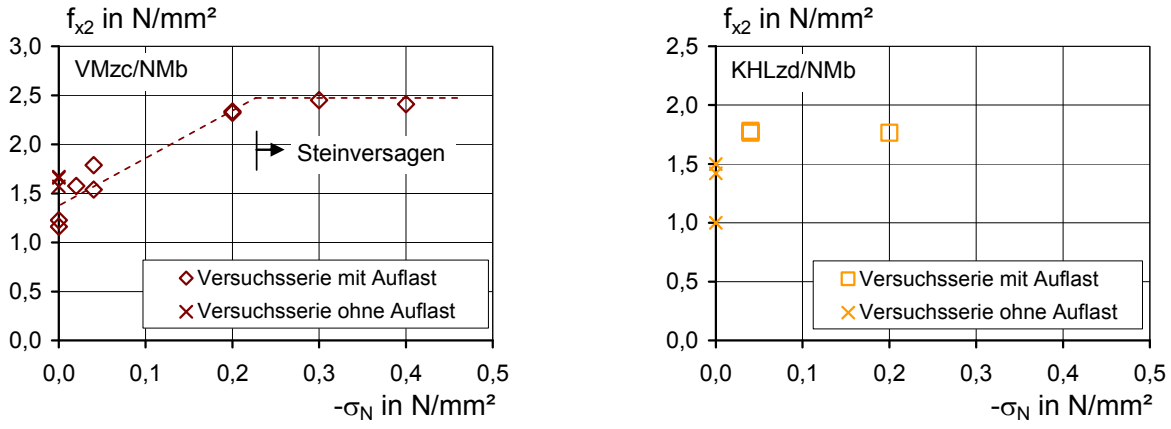


Bild 6.39: Zusammenhang von Mauerwerk-Biegezugfestigkeit und Auflast senkrecht zur Lagerfuge
links: VMzc/NMb, rechts: KHLzd/NMb

Die geringeren Biegezugfestigkeitswerte der Versuchsserie VMzc/NMb ohne Auflast aus Abschnitt 6.5.5 im Vergleich zu den Versuchen ohne Auflast mit der modifizierten Versuchseinrichtung können derzeit nur auf geringere Verbundfestigkeiten der jeweiligen Mörtelmischungen, siehe Tabelle C1, sowie die Streuung der Versuchsergebnisse zurückgeführt werden.

In Bild 6.39 (links) ist bei der Versuchsserie VMzc/NMb tendenziell eine Zunahme der Biegezugfestigkeit mit der Normalspannung erkennbar, die qualitativ durch die gestrichelte Linie angedeutet ist. Ab einer Auflast von rd. σ_N = -0,2 N/mm² ist keine Tragfähigkeitssteigerung mehr möglich. Die Bruchbilder zeigen ab dieser Auflast ein Stein- bzw. Mischversagen. Analog gilt dieses für die Versuchsserie KHlzd/NMb ab einer Auflast von rd. σ_N = -0,04 N/mm², siehe Bild 6.39 (rechts), wobei zu berücksichtigen ist, dass lediglich ein Prüfkörper mit einer Auflast σ_N = -0,2 N/mm² geprüft wurde.

Bild 6.40 zeigt die Last-Durchbiegungslinien für alle Biegezugversuche mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung. Bei den Wänden aus Vollziegeln ist in Bild 6.40 a) (links) zu erkennen, dass die Bruchverformungen mit steigender Auflast zunehmen. Ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten ist jedoch auch bei höheren Auflaststufen $\sigma_N \leq$ -0,2 N/mm² nicht zu beobachten. Der deutlich steilere Lastabfall sowie die geringere Restreibung bei einer Auflast von σ_N = -0,4 N/mm², siehe Bild 6.40 a) (rechts) ist darauf zurückzuführen, dass vorwiegend Steinversagen eingetreten ist.

Das Mauerwerk aus Hochlochziegeln zeigt in Bild 6.40 b) (links) bei der geringeren Auflast σ_N = -0,04 N/mm² ein ausgeprägtes nichtlineares Verhalten, das auf die Verzahnung der Mörteldorne zurückführen ist. Bei dem Versuch mit höherer Auflast σ_N = -0,2 N/mm² ist Steinversagen maßgebend, bevor ein Plastifizieren der Lagerfugen eintritt. Das Steinversagen führt ebenfalls zu dem in Bild 6.40 b) (rechts) erkennbaren steileren Lastabfall und der geringeren bzw. gleichen Restreibung im Vergleich zu den Versuchen mit geringerer Auflast.

Aus den vollständigen Last-Durchbiegungskurven in Bild 6.40 (rechts) kann außerdem das Restmoment M_{res} abgelesen werden. Dieses wurde für die maximal gemessene Durchbiegung von rd. 18 mm bestimmt und ist auch in Tabelle 6.13 aufgeführt.

Die dargestellten Versuche wurden sowohl in Bezug auf das maximal übertragbare Biegemoment als auch in Bezug auf das Restmoment bereits in [Bra08a] ausgewertet und ein Zusammenhang zu den Torsionsversuchen hergeleitet. Auf eine entsprechende Darstellung wird an dieser Stelle verzichtet und auf Abschnitt 8 verwiesen, in dem ein Vergleich der Wandversuche mit den dort hergeleiteten Rechenansätzen erfolgt.

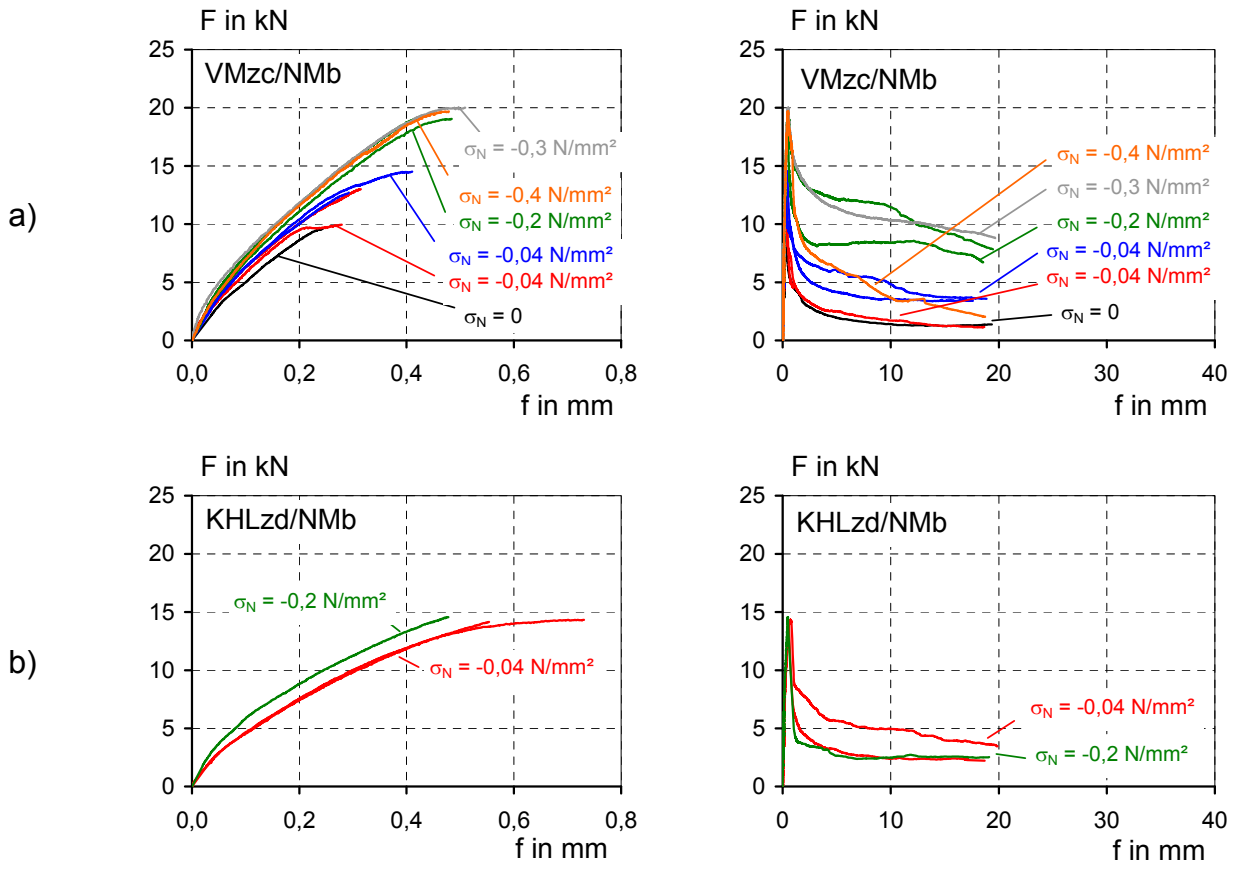


Bild 6.40: experimentell ermittelte Last-Durchbiegungslinien
a): VMzc / NMb, b) KHLzd / NMb
links: bis Maximallast, rechts: vollständige Kurvenverläufe

In Bild 6.41 sind beispielhaft die im Stein- und Stoßfugenbereich gemessenen Verformungen der Wand PK 0,04-2 (VMzc / NMb) dargestellt. Nach Erreichen der Maximallast ist an den Messstellen H2v und H2w das Aufreißen der Stoßfugen, vgl. das Rissbild der Wand in Bild E70, sowie der Rückgang der Verformungen im Mauerstein (Messstellen U2w) zu erkennen.

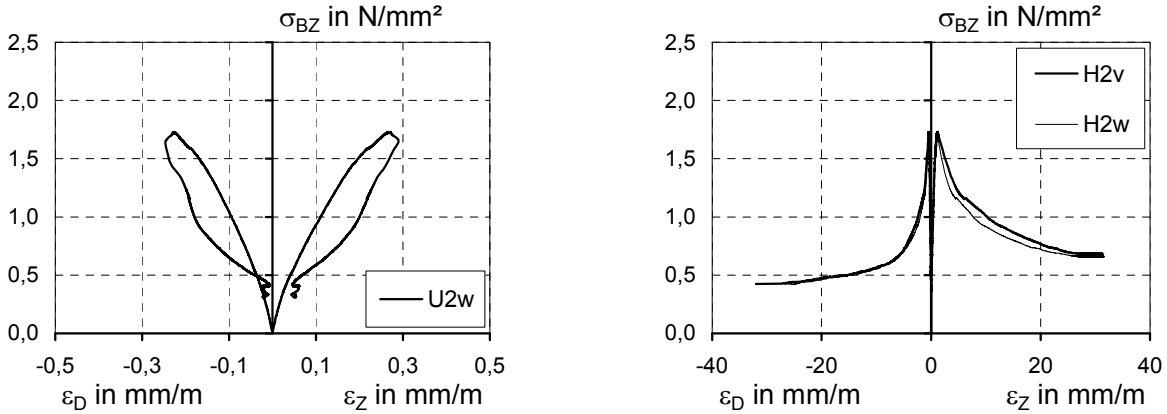


Bild 6.41: experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungslinien
VMzc / NMb – Stoßfugen vm, ü = 115 mm, σ_N = -0,04 N/mm²
links: Messstellen im Steinbereich, rechts: Messstellen im Stoßfugenbereich

Bild 6.42 zeigt beispielhaft die an Wand PK 0,04-2 (VMzc / NMb) im Lagerfugenbereich gemessenen Verformungen. Bis zur Maximallast verlaufen die Last-Verformungslinien ähnlich wie bei den Wänden ohne Auflast, siehe Abschnitt 6.5.5. Nach Erreichen der Maximallast nehmen die Verformungen an den Messstellen, an denen die Wand aufreißt, stetig zu. An einzelnen Messstellen ist zwar ein Risswachstum nach Erreichen der Maximallast zu erkennen, es kommt jedoch nicht zum vollständigen Verdrehen der Mauersteine an diesen Messstellen.

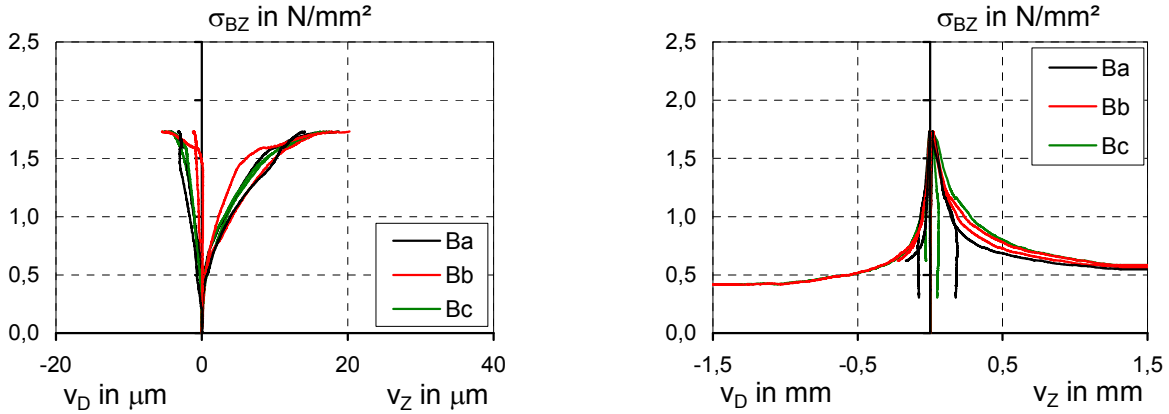


Bild 6.42: experimentell ermittelte Spannungs-Verformungslinien
VMzc / NMb - Stoßfugen vm, ü = 115 mm, σ_N = -0,04 N/mm²
Messstellen im Lagerfugenbereich
links: bis Maximallast, rechts: vollständige Kurvenverläufe

Sowohl die Verformungsmessungen im Lager- als auch im Stoßfugenbereich zeigen analog zu den Versuchen ohne Auflast eine Verschiebung der Nulllinie zur Druckseite, auch nach Erreichen der Maximallast.

Die Versagensmechanismen können auch für die anderen untersuchten Wände anhand der in Anhang E dargestellten Verformungsmessungen nachvollzogen und hiermit die beobachteten Rissbilder erklärt werden.

6.7 Biegezugbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen

6.7.1 Mauerwerk aus Kalksand-Vollsteinen

Die Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle E9 (Anhang E) enthalten. Die Bruchbilder der Mauerwerkwände sowie die experimentell ermittelten Last-Verformungslinien sind in den Bildern E84 bis E91 dargestellt. Tabelle 6.14 enthält eine zusammenfassende Übersicht der Untersuchungsergebnisse. Die Biegezugfestigkeitswerte liegen im Streubereich der bislang vorliegenden Untersuchungsergebnisse, siehe Bild 2.13.

Tabelle 6.14: Versuchsergebnisse der Mauerwerkwände aus Kalksand-Vollsteinen

Stein	Mörtel	ü	SF	f_{x1}	E
-		mm	-	N/mm²	
KSe	DMb	250	uv	0,26 [0,25; 0,26]	12730 [12250; 13210]
	NMa	250	uv	0,21 [0,12…0,30]	7510 [6650; 8460]
	NMa´	250	uv	0,26 [0,24…0,28]	9340 [8920; 10050]

In Bild 6.43 sind die ermittelten Last-Durchbiegungskurven dargestellt. Die große Streuung bei der Versuchsserie KSe / NMa ist darauf zurückzuführen, dass bei der Herstellung der Wände der Mörtel über einen zu langen Zeitraum verarbeitet wurde. Die Nachversuche (Versuchsserie KSe / NMa´), bei denen jeweils eine Wand aus einer Mörtelmischung hergestellt wurde, zeigen ein vergleichbares Tragverhalten wie Wand 1 der ersten Versuchsserie.

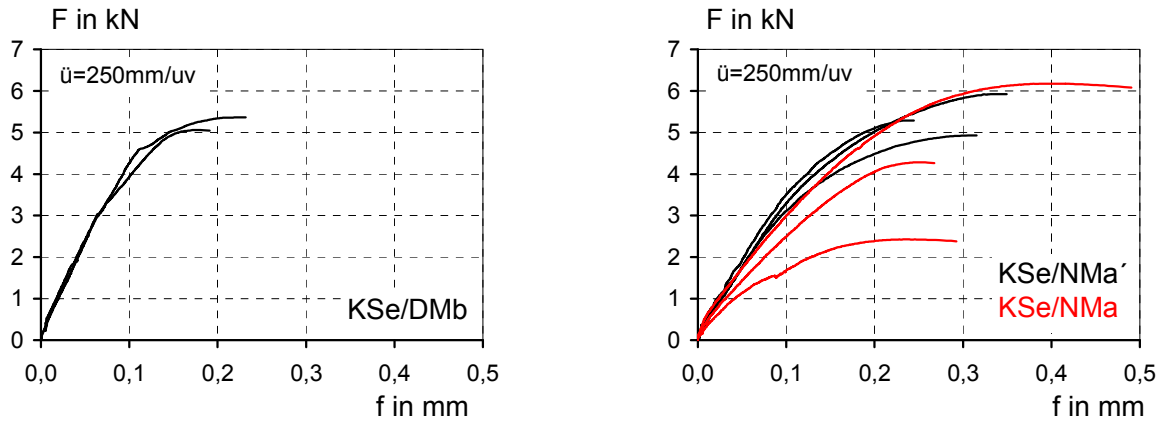


Bild 6.43: experimentell ermittelte Last-Durchbiegungskurven
links: KSe / DMb, rechts: KSe / NMa bzw. KSe / NMa´

Die Wände mit Normalmörtel zeigen ein deutlich ausgeprägt nichtlineares Materialverhalten und erwartungsgemäß eine geringere Steifigkeit als das Dünnbettmauerwerk. Die Last-Durchbiegungskurven des Dünnbettmauerwerks verlaufen zunächst

linear, mit einer Steifigkeit die annähernd dem E-Modul der Mauersteine entspricht. Die in Bild 6.43 (links) erkennbaren Unstetigkeiten im Kurvenverlauf vor Erreichen der Maximallast sind auf lokale Rissbildung im Bereich der Dünnbettmörtelfugen zurückzuführen, die sich auch in den Verformungsmessungen im Fugenbereich widerspiegeln, siehe Bild 6.44 (links). Die Messstellen im Bereich der Normalmörtelfugen zeigen stetigere Kurvenverläufe mit nichtlinearem Materialverhalten, siehe Bild 6.44 (rechts).

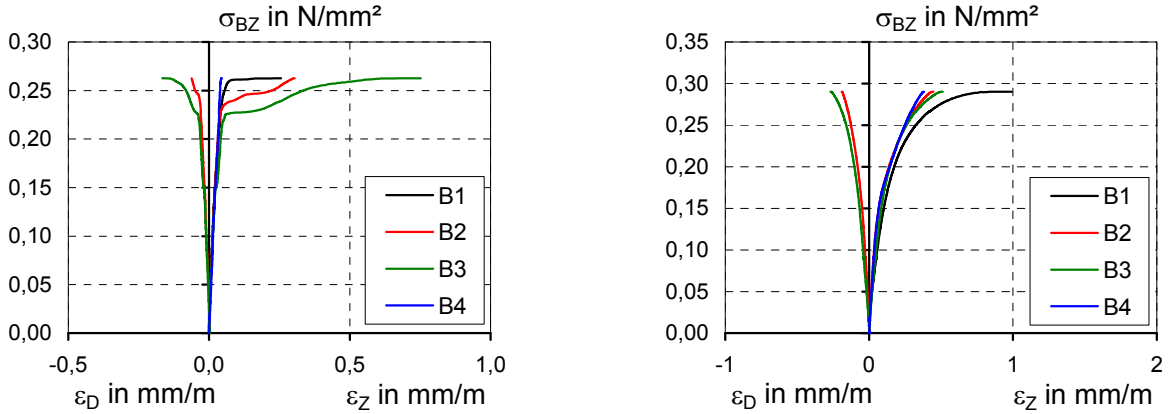


Bild 6.44: experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungslinien im Fugenbereich
links: KSe / DMb, rechts: KSe / NMa´

In Bild 6.45 sind beispielhaft die unterschiedlichen Bruchbilder der Fugen wiedergegeben. Beim Dünnbettmörtel sind trotz eines vollflächigen und satten Mörtelauftrags, dem bei der Wandherstellung besondere Bedeutung zu kam, vereinzelt die Zähne des Mörtelschlittens zu erkennen. Bei den Biegehaftzugversuchen an den Pfeiler-Prüfkörpern, siehe Abschnitt 4, konnte ein gleichmäßigerer Haftverbund erzielt werden, da die Steine nicht im Verband vermauert wurden und hierdurch nur geringere Höhenunterschiede ausgeglichen werden mussten.

Die Wand 1 der Versuchsserie KSe / NMa sowie auch die Wände der Nachversuche (Versuchsserie KSe / NMa´) zeigen ein Randschwinden, das in vergleichbarer Größenordnung auch bei den Kleinprüfkörperversuchen, vgl. Bilder 4.6 und 5.22, beobachtet werden konnte. Insbesondere Wand 2 der Versuchsserie KSe / NMa mit der geringsten Bruchlast zeigt großflächig einen schlechten Haftverbund.

Die für das Dünnbettmauerwerk ermittelte Biegezugfestigkeit ist mit f_{x1} = 0,26 N/mm² deutlich kleiner als die Biegehaftzugfestigkeit $f_{fl,m}$ = 1,09 N/mm² (v = 15%) und auch als die zentrische Haftzugfestigkeit mit $f_{t,m}$ = 0,57 N/mm² (v = 18,5%). Unabhängig davon, dass dieser Dickeneffekt nicht in den numerischen Berechnungen in Abschnitt 4 nachgewiesen werden konnte, kann auch der Verhältniswert von Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Biegehaftzugfestigkeit von 0,26 / 1,09 = 0,24 nicht allein durch statistische Streuungen erklärt werden. Nach (Gl. 2.29) liefert die „weakest-link“-Theorie bei 4 Fugen im Bereich

des konstanten Moments eine Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von 1,09 - 1,03 · 0,15 · 1,09 = 0,92 N/mm². Auch bei sprödem Materialverhalten kann der Unterschied zur experimentell ermittelten Mauerwerk-Biegezugfestigkeit in dieser Größenordnung nicht allein statistisch, durch den Einfluss der Wandlänge entsprechend [Bak78] oder [Law91], siehe Abschnitt 2.3.2, erklärt werden.

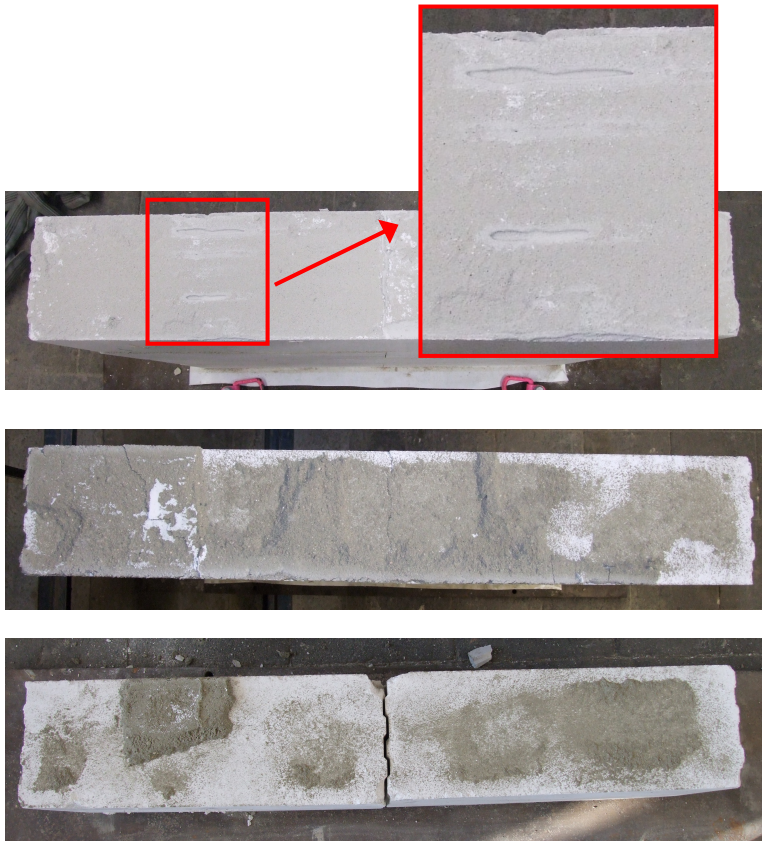


Bild 6.45: Bruchbilder der Mörtelfugen

Analog zum Dünnbettmauerwerk kann die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit der Wände mit Normalmörtel aus der Pfeiler-Biegezugfestigkeit mit (Gl. 2.29) zu 0,42 - 1,03 · 0,094 · 0,42 = 0,38 N/mm² berechnet werden. Dabei zeigen die Pfeilerversuche eine verhältnismäßig geringe Streuung, welche die Streuungen in der Wand nicht realistisch abbildet. Die experimentell ermittelte größere Differenz zwischen Pfeiler- und Wandversuchen ist daher nachvollziehbar, insbesondere auch unter Berücksichtigung der Tatsache, dass unterschiedliche Mörtelmischungen verwendet wurden und der Einfluss der Wandlänge bislang unberücksichtigt geblieben ist.

Der geringere Verhältniswert Pfeiler- Biegezugfestigkeit / Mauerwerk-Biegezugfestigkeit beim Dünnbettmörtel im Vergleich zum Normalmörtel kann grundsätzlich auf ein spröderes Materialverhalten zurückzuführen sein. Dies führt insbesondere bei augenscheinlich erkennbaren Fehlstellen, die bei den Pfeilerversuchen nicht vorlagen, zu einem ungünstigeren Einfluss der Wandlänge auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit, siehe Bild 2.8.

Grundsätzlich ist anzumerken, dass die Prüfkörperanzahl für eine abgesicherte statistische Bewertung nicht ausreichend ist.

6.7.2 Mauerwerk aus Vormauerziegeln

Die Untersuchungen wurden im Rahmen des Forschungsprojektes Nr. F940 am ibac durchgeführt und sind in [Bra08a] veröffentlicht. Die erneute Auswertung der Versuche hat gezeigt, dass die in [Bra08a] angegebenen Biegezugfestigkeitswerte aufgrund eines Auswertefehlers um den Faktor 2 zu groß sind. Die korrigierten Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle E10 (Anhang E) enthalten. Die Bruchbilder der Mauerwerkwände sowie die experimentell ermittelten Last-Verformungslinien sind in den Bildern E92 bis E97 dargestellt. Eine zusammenfassende Übersicht über die Untersuchungsergebnisse enthält Tabelle 6.15. Die Biegezugfestigkeitswerte liegen im unteren Streubereich der bislang vorliegenden Untersuchungsergebnisse bzw. geringfügig darunter, siehe Bild 2.13.

Tabelle 6.15: Versuchsergebnisse der Mauerwerkwände aus Vormauerziegeln

Stein	Mörtel	ü	SF	f_{x1}	E
-		mm	-	N/mm²	
VMzc	NMb	115	vm	0,28 [0,26…0,29]	19690 [11420…24470]
KHLzd	NMb	115	vm	0,14 [0,09…0,19]	8750 [7470…9970]
		45		0,20 [0,14…0,24]	10210 [9400…11570]

In Bild 6.46 sind die ermittelten Last-Durchbiegungskurven dargestellt.

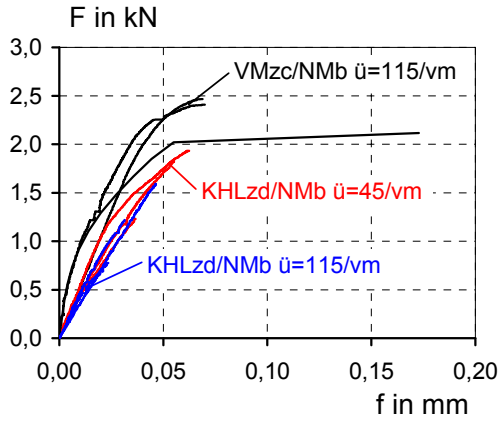


Bild 6.46: experimentell ermittelte Last-Durchbiegungskurven

Ein Einfluss des Überbindemaßes auf die Biegezugfestigkeit bei den Versuchsserien KHlzd / NMb ist nicht erkennbar. Auch zeigen die Versuche keine größere Nichtlinearität infolge der Verzahnung der Mörteldorne im Vergleich zum Vollziegel-Mauerwerk. Die geringere Steifigkeit des Mauerwerks aus Hochlochklinkern kann zunächst nur auf den höheren E-Modul der Vollziegel zurückgeführt werden. Werden jeweils beide Versuchsserien der Biegehaftzugversuche an Pfeiler-Prüfkörpern zusammengefasst, ergeben sich mittlere Biegehaftzugfestigkeitswerte $f_{fl,m}$ = 0,36 N/mm² (v = 44 %) für die Verbundfuge der Vollziegel-Prüfkörper und $f_{fl,m}$ = 0,41 N/mm² (v = 22%) für die der Hochlochklinker. Rechnerisch ergeben sich entsprechend (Gl.2.29) bei 6 Fugen im Bereich des maximalen Momentes Mauerwerk-Biegezugfestigkeiten von f_{x1} = 0,16 N/mm² (VMzc / NMb) und f_{x1} = 0,30 N/mm² (KHlzd /NMb). Dass abweichend hiervon bei den Wandversuchen die Biegezugfestigkeit des Vollziegel-Mauerwerks größer ist als die der Hochlochziegel, ist statistisch nicht erklärbar. Es ist zu vermuten, dass die im Vergleich zur Biegehaftzugfestigkeit deutliche geringere Mauerwerk-Biegezugfestigkeit beim Hochlochziegelmauerwerk auf Einflüsse des Randschwindens zurückzuführen ist. Die Bruchbilder der Biegehaftzugversuche an den Pfeilern zeigen für beide Stein-Mörtel-Kombinationen einen nahezu vollflächigen Verbund (gleichmäßiger Grauschleier bzw. Mörtelfarbe), siehe Bild 6.47.

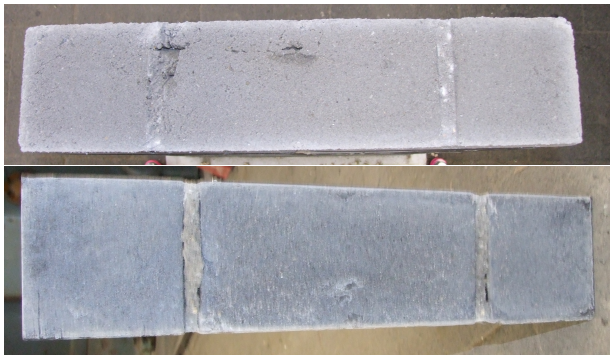
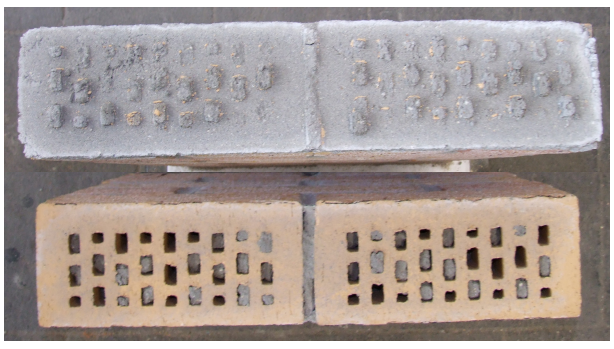
Stein / Mörtel	Wand-Prüfkörper	Pfeiler-Prüfkörper
VMzc / NMb		
KHLzd / NMb		

Bild 6.47: Bruchbilder der Mörtelfugen

Beim Mauerwerk aus Hochlochziegeln deuten die hellgraue Verfärbung des Mörtels auf ein Randschwinden und der hellere Grauschleier auf einen schlechteren Haftverbund hin. Da auch hier aufgrund der geringen Prüfkörperanzahl keine zielsicheren statistischen Aussagen getroffen werden können, kann aus den Untersuchungsergebnissen zunächst nur der erhebliche herstellungs- / lagerungsbedingte Einfluss auf die Prüfergebnisse abgelesen werden.

6.8 Zusammenfassung

6.8.1 Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen

Die experimentellen Untersuchungen an den Mauerwerkwänden mit umfangreichen Verformungsmessungen und die numerischen Untersuchungen ermöglichen, das Tragverhalten und die Versagensmechanismen von parallel zu den Lagerfugen biegebeanspruchtem Mauerwerk nachzuvollziehen. Die vergleichbaren Versuchs- und Berechnungsergebnisse zeigen insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung. Die Untersuchungen bilden zum einen die erforderliche Grundlage für die Durchführung von Parameterstudien zur Quantifizierung der maßgebenden Einflussgrößen als Basis zur Herleitung von Berechnungsansätzen. Zum anderen können die Versagensmechanismen im Mauerwerk nachvollzogen werden. Die wesentlichen Erkenntnisse hieraus sind im Folgenden zusammengefasst.

Steinversagen – unvermörtelte Stoßfuge

Bei den Wänden mit unvermörtelten Stoßfugen treten Spannungskonzentrationen im Steinrandbereich ober- und unterhalb der offenen Stoßfugen auf. Die Spannungsspitzen werden mit abnehmendem Überbindemaß größer. Der Verhältniswert von Mauerstein- / Mauerwerk-Biegezugfestigkeit nimmt hierdurch deutlich ab.

Bei Lochsteinen ist zu einer analogen Beurteilung die Kenntnis der Biegezugfestigkeit im Bereich der offenen Stoßfuge erforderlich. Diese „tatsächliche Zugfestigkeit“ kann deutlich größer sein als die Biegezugfestigkeit an der schwächsten Querschnittsstelle des Mauersteins (ungünstigste Querschnittsgeometrie oder Vorschädigungen durch Risse). Grundsätzlich kann das Versagen auch außerhalb der Stoßfugenbereiche in der Querschnittsebene mit der geringsten Biegezugfestigkeit auftreten, wobei dort eine Kraftübertragung in jeder Steinlage angesetzt werden kann. Hierbei ist die Streuung der Festigkeitseigenschaften besonders zu berücksichtigen, da das Versagen in der gesamten Wandebene auftreten kann. Maßgebend für die Bemessung ist die insbesondere bei Rissen unplanmäßige Anordnung der schwächsten Stelle im Bereich der offenen

Stoßfugen. Für die statistische Betrachtung dieses ungünstigen Falles sind Untersuchungen mit deutlich höheren Prüfkörperanzahlen erforderlich.

Steinversagen – vermörtelte Stoßfuge

Bei vermörtelten Stoßfugen kann das Mauerwerk bis zum Versagen im Stoßfugenbereich als homogen angesehen werden. Maßgebend für das Versagen ist die Querschnittsebene mit der geringsten Steinbiegezugfestigkeit oder die Zugfestigkeit in der Stoßfuge. Dabei ist zwischen einem Haftzugversagen und einem Steinversagen an der Stirnseite zu unterscheiden. Die Versagensart wird maßgeblich durch den Verhältniswert der Haftzugfestigkeit bzw. Zugfestigkeit der Mauersteine im oberflächennahen Randbereich zur Steinzugfestigkeit beeinflusst. Bei großen Verhältniswerten (vermutlich rd. > 0,5) führt ein Überschreiten der Zugfestigkeit in der Stoßfuge zu einem unkontrollierten Risswachstum auch in den angrenzenden Steinlagen. Bei geringeren Verhältniswerten ist eine weitere Laststeigerung nach Aufreißen der Stoßfugen möglich. Das Mauerwerk verhält sich ähnlich wie bei unvemörtelten Stoßfugen. Die Druck- sowie auch die Zugkraftübertragung in den (aufreißenden) Stoßfugen führen jedoch im Vergleich zu unvermörtelten Stoßfugen zu niedrigeren Zugspannungen im Mauerstein und zu höheren Tragfähigkeiten.

Fugenversagen – unvermörtelte Stoßfuge

Beim Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen liegt eine Torsionsbeanspruchung der Lagerfuge vor. Der Rotationspunkt liegt dabei annähernd in der Mitte der Überbindefläche. Der Vergleich der Torsionsversuche mit den Wandversuchen zeigt einen Zusammenhang zwischen den Untersuchungsergebnissen. Dieser ist i. W. darauf zurückzuführen, dass die untersuchten Mörtel ein i. d. R. ausgeprägt nichtlineares Verhalten aufweisen.

Fugenversagen – vermörtelte Stoßfuge

Durch das ausgeprägt nichtlineare Materialverhalten ist im Vergleich zum Steinversagen i. d. R. nicht mit einem schlagartigen Versagen bei Überschreiten der Haftzugfestigkeit in der Stoßfuge zu rechnen. Die Kraftübertragung in der Stoßfuge führt zu einer Verschiebung des Rotationspunktes zum Druckzonenrand und hierdurch zu einer Steigerung der Tragfähigkeit.

Biegetragverhalten bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

Die beobachteten Versagensmechanismen und das Last-Verformungsverhalten bis zur Maximallast entsprechen den Versuchen ohne Auflast (siehe oben). Die Versuche zeigen im Fall von Fugenversagen erwartungsgemäß eine Zunahme der Biegezugfestigkeit mit der Auflast senkrecht zur Lagerfuge, bis Steinversagen maßgebend wird. Im Fall von Fugenversagen ist insbesondere nach Erreichen der Maximallast ein ausgeprägt

nichtlineares Verhalten zu erkennen. Bei Steinversagen tritt ein deutlich steilerer Lastabfall auf. Das in den Fugen durch Reibung übertragbare Restmoment ist neben der Auflast bei dem ebenfalls beobachteten Mischversagen abhängig von der Anzahl der Steinlagen mit Fugen- oder mit Steinversagen.

6.8.2 Biegezugbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen

Die durchgeführten Biegezugversuche mit einer Beanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen haben insbesondere den Einfluss der Ausführungsqualität auf die Tragfähigkeit verdeutlicht. Der Ansatz der „weakest-link“-Theorie zur Beschreibung des Zusammenhangs von ersatzweise durchgeführten Verbunduntersuchungen an Kleinprüfkörpern und Mauerwerkversuchen erscheint grundsätzlich zielführend. So zeigten auch die eigenen Versuche eine geringere Mauerwerk-Biegezugfestigkeit im Vergleich zu den durchgeführten Pfeilerversuchen. Dass die in der Literatur veröffentlichten Zusammenhänge nicht direkt bestätigt werden können, ist auch auf die geringe Prüfkörperanzahl zurückzuführen, die keine statistisch abgesicherte Aussage zulässt. Die Untersuchungen deuten darauf hin, dass bei der „weakest-link“-Theorie auch die Sprödigkeit der Verbundfuge als maßgebende Kenngröße zu berücksichtigen ist. So zeigt die Dünnbettmörtelfuge eine deutlich größere Festigkeitsabnahme bei den Wandversuchen als die Normalmörtelfuge. Hier besteht noch weiterer Forschungsbedarf.

Darüber hinaus zeigen die durchgeführten Untersuchungen, dass sogar bei ungünstigen Herstellungsbedingungen auch für Normalmörtel eine Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge nachweisbar ist. So erscheint es - wie bereits in [Sch04] veröffentlicht - weiterhin vertretbar, in der Bemessung für alle Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen eine Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen in Ansatz zu bringen.

ABSCHNITT 7

PARAMETERSTUDIE UND SPANNUNGSANALYSE ZUM BIEGETRAGVERHALTEN PARALLEL ZU DEN LAGERFUGEN

Mit dem in Abschnitt 6 beschriebenen Finite-Elemente-Modell wurden umfangreiche Parameterstudien für die beiden Versagensfälle „Stein“ und „Fuge“ einer parallel zu den Lagerfugen biegebeanspruchten Wand durchgeführt. Dabei wurden die Stoffgesetze der Mauersteine und des Mörtels sowie die geometrischen Eigenschaften des Mauerwerks variiert. Der Einfluss der Stoßfugenvermörtelung sowie der einer Auflast senkrecht zur Lagerfuge wurde untersucht. Bei der Auswertung wurden die maßgebenden Einflussgrößen auf die Biegezugfestigkeit sowie die Spannungsverteilungen in den Mauersteinen und den Mörtelfugen analysiert.

Die Untersuchungen zum Steinversagen zeigen, dass die Spannungsverteilung im Mauerstein und damit auch die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit maßgeblich durch das Überbindemaß und die Steinbreite (Mauerwerkdicke) sowie nach Erstrissbildung vom Nachbruchverhalten der Steinmaterialien beeinflusst werden.

Die ermittelten Spannungszustände in den Lagerfugen sind äußerst komplex und erscheinen nicht durch analytische Berechnungsansätze beschreibbar. Es wird daher überprüft, ob analog zu den Torsionsversuchen am Zweistein-Körper zur Ermittlung des maximal übertragbaren Momentes in der Lagerfuge vereinfachend eine voll plastifizierte Fuge unter Ansatz der Haftscherfestigkeit und des auflastabhängigen Reibungsanteils angenommen werden kann.

Die Ergebnisse der Parameterstudie bilden die wesentliche Grundlage für die Herleitung von Berechnungsansätzen in Abschnitt 8.

7.1 Durchführung der Berechnungen und Auswertung

7.1.1 Allgemeines

Die Zielsetzung der durchgeführten Parameterstudie bestand in der Identifizierung und Quantifizierung der materialbedingten und geometrischen Einflussgrößen auf die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen. Hierzu zählen i. W. die Festigkeitseigenschaften und das Nachbruchverhalten der Mauersteinmaterialien und der Mauermörtel sowie die Steingeometrie, das Überbindemaß, die Stoßfugenausführung und eine Auflast senkrecht zur Lagerfuge.

Für die Bewertung der Untersuchungsergebnisse wurden neben der Ermittlung der Biegezugfestigkeit des Mauerwerks auch die Spannungsverteilungen in den Mauersteinen und den Mörtelfugen dargestellt und analysiert.

Die Berechnungen wurden mit dem in Abschnitt 6 beschriebenen und kalibrierten Finite-Elemente-Modell (Stützweite l_s = 2000 mm) durchgeführt. Es wurde zwischen den Versagensfällen „Stein“ und „Fuge“ unterschieden. Die im Einzelnen variierten Parameter sind in den folgenden Abschnitten beschrieben. Dabei wurden nicht alle Parameter miteinander kombiniert, sondern eine Matrix erstellt, die zum einen die jeweiligen maßgebenden Eckpunkte untersucht und zum anderen ausgewählte praxisrelevante Kombinationen berücksichtigt.

7.1.2 Untersuchte Parameterkombinationen für Steinversagen

Im Rahmen der Untersuchungen wurden folgende Parameter variiert:

- Stoffgesetz: KSe / PPc / LBa / VMzb
- Wanddicke d: 70 / 115 / 175 / 240 / 365 mm
- Überbindemaß ü / h_u: 0,2 / 0,4 / 0,75 / 1,0
- Steinhöhe h_u: 125 / 250 / 500 mm
- Steinlänge l_u: 250 / 500 / 1000 mm

Die Berechnungen wurden ausschließlich für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen durchgeführt. Die in den Berechnungen angesetzten Stoffgesetze der unterschiedlichen Materialien basieren auf den Untersuchungen in Abschnitt 3. Tabelle 7.1 liefert eine Übersicht über die wesentlichen Parameter der Stoffgesetze. Die Spannungs-Rissöffnungskurven der Materialien LBa und VMzb wurden entsprechend der in Abschnitt 6.4.2 für die Materialien KSe und PPc beschriebenen Vorgehensweise in multilineare Spannungs-Dehnungslinien unter Ansatz einer Rissbandbreite von c_b = 2,67 mm umgerechnet.

Die Mörtelfugen und die Pseudo-Steinfugen wurden mit linear-elastischen Eigenschaften abgebildet. Der E-Modul wurde passend zum jeweiligen Mauersteinmaterial gewählt.

Tabelle 7.1: Mauersteine – Parameter der Stoffgesetze für Zugversagen

Kenngröße		KSe	PPc	LBa	VMzb
E	N/mm²	12050	1000	13300	16000
ν	-	0,15			
$f_{t,u}$	N/mm²	4,0	0,45	1,97	9,5
σ-w-Diagramm		multilinear, s. Bild 3.12			
G_F^I	N/m	54	4	104	53
c_b	mm	2,67			

Für die Auswertung der Berechnungsergebnisse wurde die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks sowie die mittlere Mauerwerkspannung bei Erstrisslast ermittelt und in das Verhältnis zur Mauerstein-Biegezugfestigkeit bzw. -Zugfestigkeit gesetzt. Die Darstellung der Last-Verformungskurven erfolgte in Form von bezogenen Spannungs-Durchbiegungs-kurven. Zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse wurde die Mauerwerkspannung auf die Mauerstein-Biegezugfestigkeit und die Durchbiegung auf den Faktor l^2 / d (Wanddicke d, Stützweite $l = l_s = 2000$ mm) bezogen.

Zur Analyse der Spannungsverteilung über die Mauersteinhöhe wurden die Zug-spannungen in Beanspruchungsrichtung (Zugspannungen σ_Z parallel zu den Lagerfugen) an der Mauersteinaußenseite (äußere Integrationspunkte auf der Zugseite) in der Ebene zwischen den offenen Stoßfugen der angrenzenden Steinlagen ausgewertet.

7.1.3 Untersuchte Parameterkombinationen für Fugenversagen

Im Rahmen der Untersuchungen wurden folgende Parameter variiert, wobei die Zahlenwerte hinter der Mörtelart die Haftscherfestigkeit angeben:

- Stoffgesetz: DM-0,5 / DM-1,0 / NM-0,25
- Stoßfugenvermörtelung: unvermörtelt / vermörtelt mit Druckkraftübertragung / vermörtelt mit Zug- und Druckkraftübertragung
- Wanddicke d: 70 / 115 / 175 / 240 / 365 mm
- Überbindemaß ü / h_u: 0,2 / 0,4 / 0,75 / 1,0
- Steinhöhe h_u: 125 / 250 / 500 mm
- Steinlänge l_u: 250 / 500 / 1000 mm

Zusätzlich wurde für ausgewählte Wandgeometrien der Einfluss einer Auflast senkrecht zur Lagerfuge, die im FE-Modell durch Aufbringen einer konstanten Druckspannung an der Wandoberseite abgebildet wurde, untersucht.

Die Mauersteine sowie die Pseudo-Steinfugen wurden mit linear-elastischen Eigenschaften abgebildet. Der E-Modul wurde entsprechend des Kalksandsteinmaterials (siehe Abschnitt 6) zu 12050 N/mm² gewählt. Die Tabellen 7.2 und 7.3 enthalten die wesentlichen Parameter der in den Berechnungen angesetzten Stoffgesetze. Die Parameter wurden in Anlehnung an die experimentell ermittelten Kennwerte aus den Abschnitten 4 und 5 gewählt, wobei die Haftscherfestigkeitswerte gerundet und konstante Reibungsbeiwerte angesetzt wurden.

Tabelle 7.2: Lagerfugen – Parameter der Stoffgesetze

Kenngröße			DM-0,5	DM-1,0	NM-0,25
Steifigkeit	E / d_F	N/mm³	6025		87,5
	G / d_F		2620		38
Scherversagen	c_0	N/mm²	0,5	1,0	0,25
	Φ_0	-	0,6		0,6
	Φ_R	-	0,6		0,6
	G_F^{II}	N/mm	0,064-0,28 σ		0,0036-0,753 σ
Zugversagen	f_t	N/mm²	0,25		0,25
	G_F^{I}	N/m	0,3[1)]		6,7

1) tw. wurde in den Berechnungen eine höhere Bruchenergie G_F^{I} = 60 N/m angesetzt. Durch punktuelle Nachrechnung mit der niedrigeren Bruchenergie zeigte sich, dass diese in den vorliegenden Fällen keinen Einfluss auf das Tragverhalten hat.

Tabelle 7.3: Stoßfugen – Parameter der Stoffgesetze

Kenngröße			DM-0,5			DM-1,0	NM-0,25	
			uv	nur Druck	0,25	uv	uv	nur Druck
Steifigkeit	E / d_F	N/mm³	10^{-3}	6025		10^{-3}	10^{-3}	87,5
	G / d_F		10^{-3}	2620		10^{-3}	10^{-3}	38
Scherversagen	c_0	N/mm²	-	0,5		-	-	0,25
	Φ_0	-		0,6				0,6
	Φ_R	-		0,6				0,6
	G_F^{II}	N/mm		0,064-0,28 σ_N				0,0036-0,753 σ
Zugversagen	f_t	N/mm²	-	10^{-3}	0,25	-	-	10^{-3}
	G_F^{I}	N/m		10^{-5}	0,3			10^{-5}

Bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse wurde die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks ermittelt und die bezogenen Spannungs-Durchbiegungslinien dargestellt. Bei den Wänden mit unvermörtelten Stoßfugen wurde zusätzlich das bei Maximallast in einer Lagerfuge übertragene Torsionsmoment ermittelt und mit dem aus analytischen Berechnungsansätzen verglichen.

Darüber hinaus wurden die Normal- und Scherspannungsverteilungen in den Lager- und Stoßfugen ausgewertet und grafisch dargestellt. Dabei wurde folgende Kennzeichnung verwendet:

- σ_{yy} Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge (in Richtung Wandhöhe)
- σ_{xx} Normalspannung senkrecht zur Stoßfuge (in Richtung Wandlänge)
- τ_{xz} resultierende Scherspannung in der Lagerfuge aus Scherspannung τ_x in Richtung Wandlänge und τ_z in Richtung Wanddicke
- τ_z Scherspannung in der Stoßfuge in Richtung Wanddicke

Die Auswertung erfolgte an den Integrationspunkten. Für die grafische Darstellung wurden aufgrund der variierenden Elementgröße, vgl. Abschnitt 6, ein gleichmäßiges Raster über die Querschnittsfläche gelegt und die Berechnungsergebnisse unter Verwendung des Programms ORIGIN interpoliert.

7.2 Berechnungsergebnisse - Versagensfall Stein

Allgemeines

In den Tabellen F1 bis F3 (Anhang F) sind die Berechnungsergebnisse zusammengefasst. Die Bilder F1 bis F3 zeigen die bezogenen Spannungs-Durchbiegungskurven.

Die numerische Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen hat bereits gezeigt, dass im Bereich der Stoßfugen der angrenzenden Steinlagen Spannungskonzentrationen im Mauerstein auftreten. In Bild 7.1 ist beispielhaft die Spannungsverteilung für eine Schnittebene senkrecht zur Wandlänge durch eine Stoßfuge für eine Wanddicke d = 175 mm und eine Steinhöhe von h_u = 250 mm dargestellt.

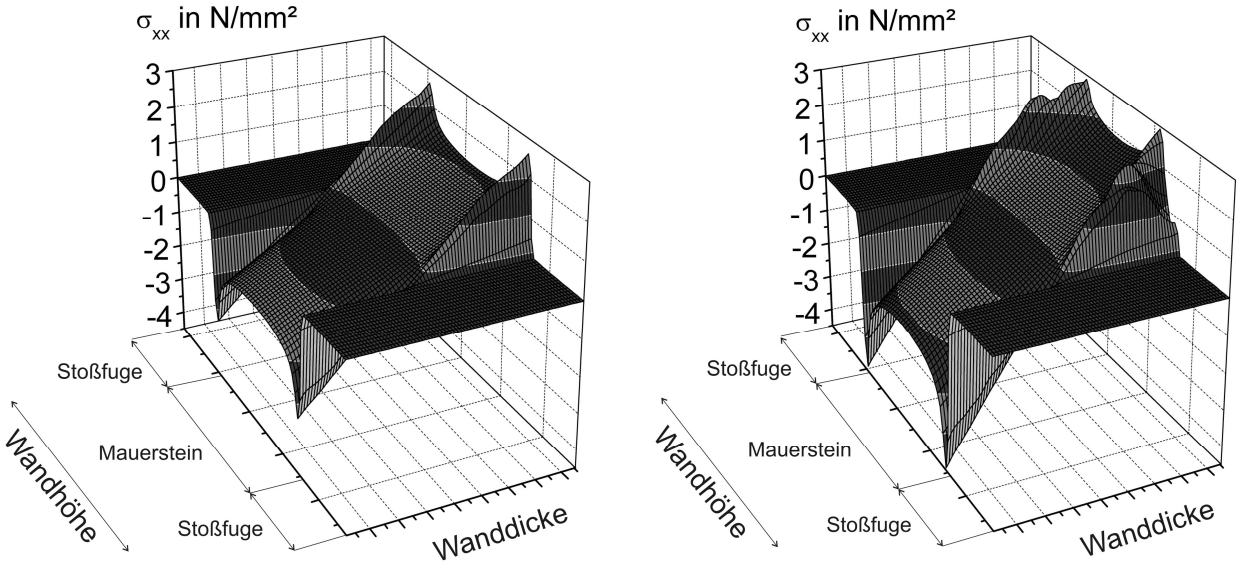


Bild 7.1: Beispielhafte Darstellung einer Normalspannungsverteilung in einem Schnitt senkrecht zur Beanspruchungsrichtung in einer Stoßfugenebene links: Erstriss, rechts: Maximallast

Die in der Fläche dargestellten Randbereiche beschreiben die unvermörtelten Stoßfugen, in denen keine Normalspannungen übertragen werden. Die Spannungsverteilung im Mauerstein in Richtung Wanddicke ist bis zum Erreichen der Erstrisslast linear. In den an die Stoßfugen angrenzenden Bereichen sind Spannungskonzentrationen über die gesamte Wanddicke sowohl im Zug- als auch im Druckbereich zu erkennen. In der Mitte der Steinhöhe sind die Spannungen minimal. Bei Maximallast führt die Rissbildung zu einer Spannungsumlagerung, und die maximale Zugspannung (Punkt der Festigkeitsüberschreitung) ist in Richtung Steinmitte verschoben. Auch in Richtung Wanddicke ist die Verschiebung der maximalen Spannung zur Wandmitte hin zu erkennen. Die lokale

Rissbildung bei gleichzeitiger Laststeigerung führt zu einer Verschiebung der Nulllinie und größeren Druckspannungen in der Druckzone.

Die Auswertung der Simulationsergebnisse erfolgt für die äußeren Integrationspunkte an der Wandoberfläche der Zugseite. In Bild 7.2 sind die Zugspannungsverteilungen über die Mauersteinhöhe beispielhaft für das Stoffgesetz KSe (d= 175 mm / ü = 100 mm) für unterschiedliche Belastungsstufen (Kennzeichnung A bis E) dargestellt.

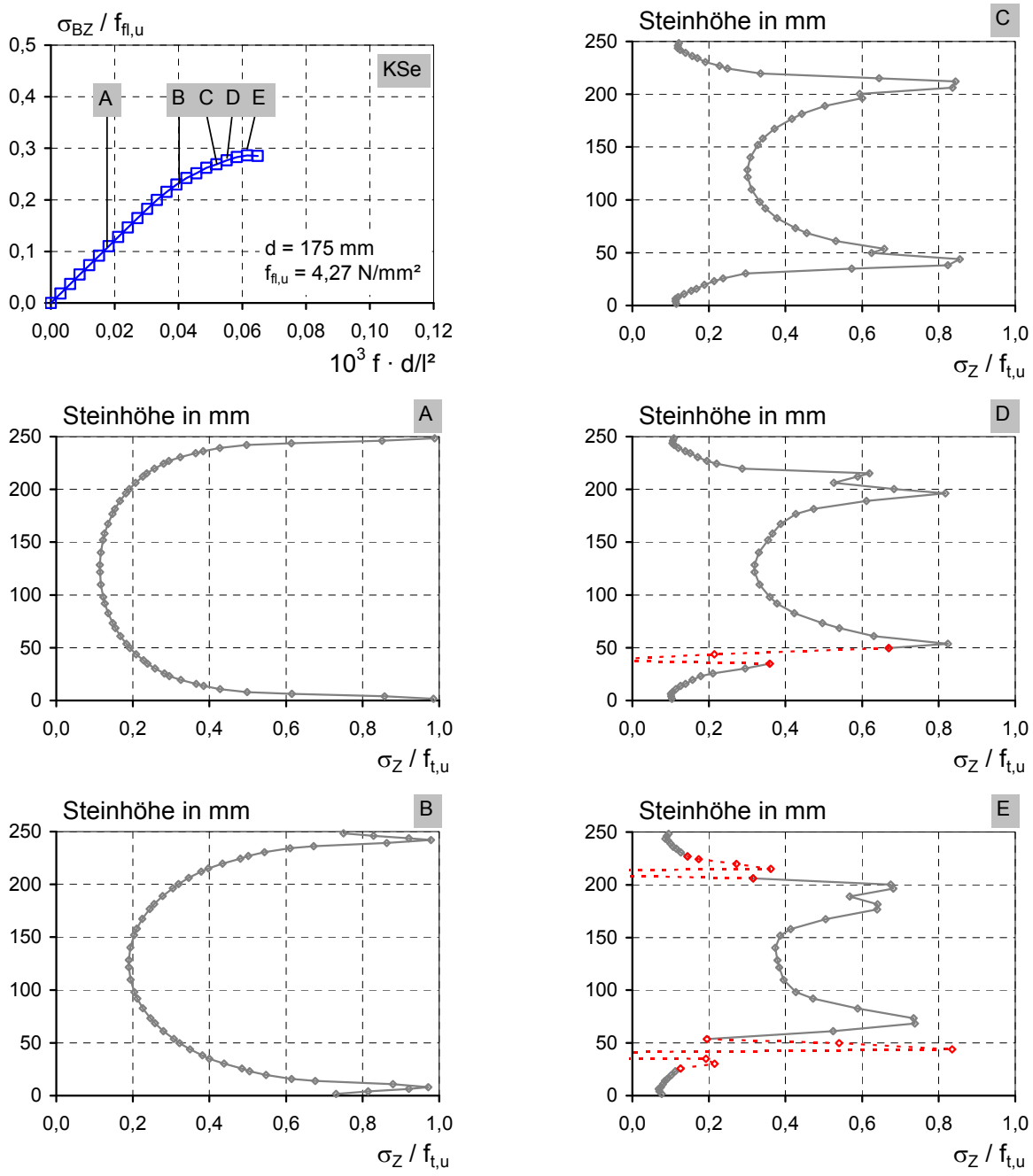


Bild 7.2: Beispielhafte Darstellung der Zugspannungsverteilung in Richtung Steinlänge bei unterschiedlichen Laststufen
KSe / d= 175 mm / ü = 100 mm

Ab der Laststufe D ist ein unstetiger Verlauf der Zugspannungsverteilung zu erkennen (rote Linien), der auch bei anderen Berechnungen insbesondere bei geringem Überbindemaß und Stoffgesetzen mit großer charakteristischer Länge auftrat. Dies ist mit hoher Wahrscheinlichkeit darauf zurückzuführen, dass die Rissbildung nicht entsprechend der Auswerteebene senkrecht (siehe auch Bild 6.17) und die maximalen Zugspannungen parallel zur Lagerfuge verlaufen. Die Richtungsänderung der Rissspitze und maximalen Zugspannungen in den einzelnen Laststufen führt zu dem unstetigen Verlauf der ausgewerteten Zugspannungen in Wandlängsrichtung der Kontinuumselemente mit Festigkeitsüberschreitung. Die Zugspannungen in diesen Integrationspunkten werden im Folgenden in den entsprechenden Bildern nicht dargestellt.

Die Bilder F4 bis F13 zeigen die Zugspannungsverteilungen über die Mauersteinhöhe für die Erstrisslast (Lastschritt nach Erreichen der Mauerstein-Zugfestigkeit) und bei Maximallast für alle untersuchten Stoffgesetze und Wandgeometrien.

Spannungsverteilung bei Erstrisslast

Die Spannungsverteilung im Mauerstein bis zur Erstrisslast ist i. W. abhängig von der Wanddicke und vom Überbindemaß. Bild 7.3 zeigt beispielhaft die Zugspannungsverteilung über die Mauersteinhöhe für die untersuchte minimale und maximale Wanddicke (Stoffgesetz KSe) bei Erreichen der Erstrisslast.

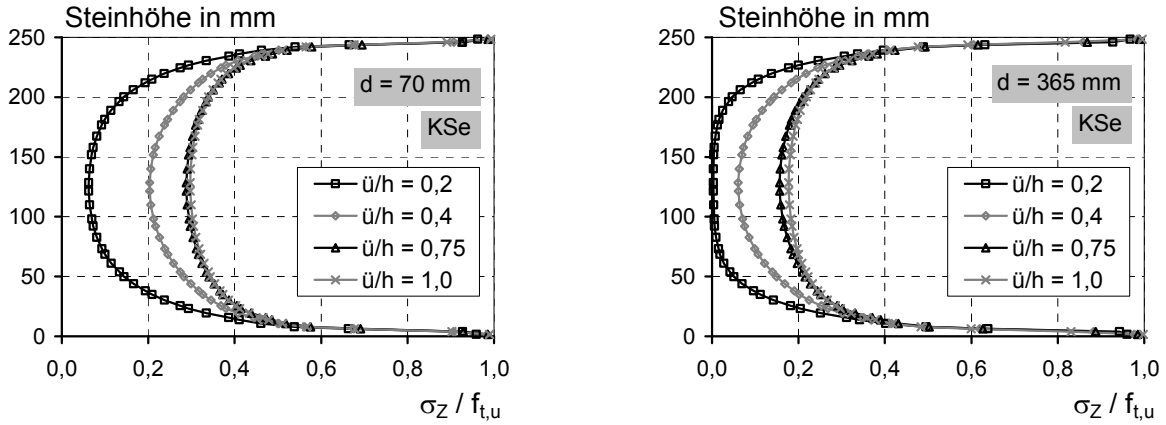


Bild 7.3: Beispielhafte Darstellung der Zugspannungen in Richtung Steinlänge bei Erstrisslast

Die Spannungskonzentrationen am Steinrand nehmen mit kleinerem Überbindemaß und größerer Wanddicke zu. Der Verhältniswert von Mauerwerk-Biegezugspannung $\sigma_{BZ,Riss,mw}$ (berechnet als homogenes Material) und Mauerstein-Biegezugfestigkeit $f_{fl,u}$ beträgt zwischen rd. 0,06 (ü = 50 mm, d = 365 mm) und 0,22 (ü = 250 mm, d = 70 mm) für das Stoffgesetz KSe, siehe auch Tabelle F1.

Der E-Modul der Mauersteine hat keinen nennenswerten Einfluss auf die Spannungsverteilung bis zur Erstrisslast, wie der Vergleich der grafischen Darstellungen in den Bildern F4, F5 und F7 zeigt. Die geringen Unterschiede bei den Verhältniswerten $\sigma_{BZ,Riss,mw}$ / $f_{fl,u}$ sowie in den Spannungsverteilungen sind darauf zurückzuführen, dass die numerischen Berechnungen mit unterschiedlichen Schrittweiten durchgeführt und die Werte für die Erstrisslast nur näherungsweise ermittelt wurden.

Einfluss des Überbindemaßes und der Wanddicke auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit

Im Folgenden erfolgt die weitere Auswertung der Untersuchungsergebnisse für den Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Mauerstein-Zugfestigkeit (siehe Tabelle F3), um als Bezugsgröße einen in theoretischen Betrachtungen gestaltsunabhängigen Wert ansetzen zu können. Einflüsse der Probekörperform auf die Zugfestigkeit bei der experimentellen Bestimmung bleiben hierbei unberücksichtigt. Bild 7.4 zeigt exemplarisch den Einfluss des Überbindemaßes und der Mauerwerkdicke auf die Biegezugfestigkeit für das Stoffgesetz KSe mit der größten Berechnungsmatrix.

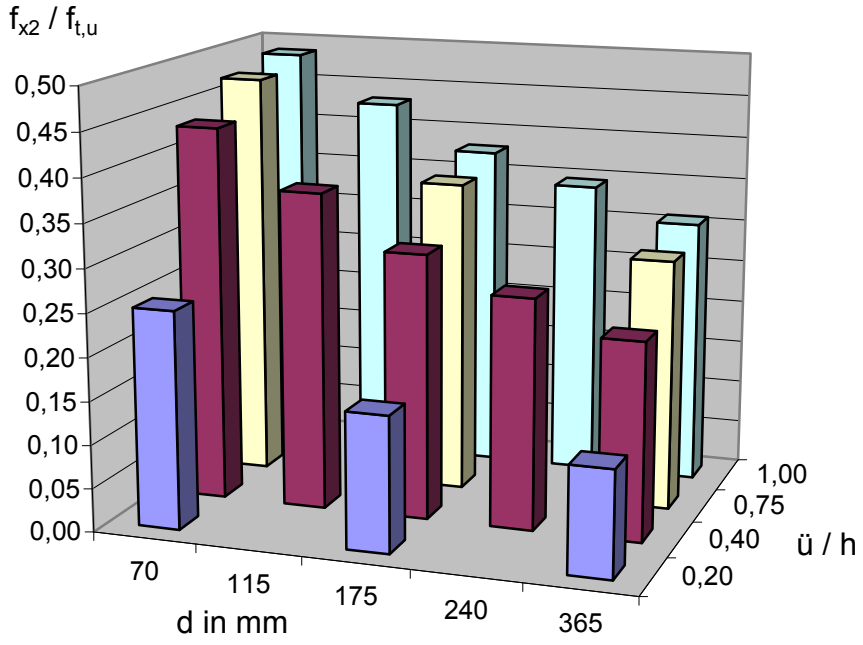


Bild 7.4: Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Mauerstein-Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom auf die Mauersteinhöhe bezogenen Überbindemaß ü / h und der Mauerwerkdicke d
Stoffgesetz KSe, Steinhöhe h_u = 250 mm

Entsprechend der Erstrisslasten nimmt die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit mit kleinerem Überbindemaß und größerer Wanddicke ab. Eine funktionale Beschreibung des Zusammenhangs erfolgt in Abschnitt 8.

Die Festigkeitsabnahme kann anhand der Spannungsverteilungen über die Mauersteinhöhe nachvollzogen werden. Analog zu Bild 7.3 ist in Bild 7.5 die Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe bei Maximallast dargestellt. Die bis zu einem Abstand von rd. 50 mm vom Steinrand fortgeschrittene Rissbildung führt zu einer Spannungsreduktion im Steinrandbereich auf nahezu Null. Im ungerissenen mittleren Bereich der Steinhöhe ist weiterhin ein parabelförmiger Verlauf der Zugspannungen zu erkennen. Für das Überbindemaß ü / h = 0,2 sowie bei d = 365 mm auch für ü / h = 0,4 sind die Spannungsspitzen deutlich geringer als die Mauersteinzugfestigkeit. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Rissverlauf nicht senkrecht, entsprechend der Auswerteebene, sondern diagonal (siehe auch Abschnitt 6.5) verläuft. Bild 7.5 verdeutlicht, dass der Einfluss des Überbindemaßes auf die Spannungsverteilung auch abhängig von der Wanddicke ist. Während die Wände mit d = 70 mm für ü / h > 0,2 annähernd gleiche Spannungsverteilungen zeigen, die sich auch in dem geringen Einfluss auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit widerspiegeln, siehe Bild 7.4 und Tabelle F3, zeigen die Wände mit d = 365 mm bereits für ü / h < 0,75 einen deutlichen Einfluss des Überbindemaßes.

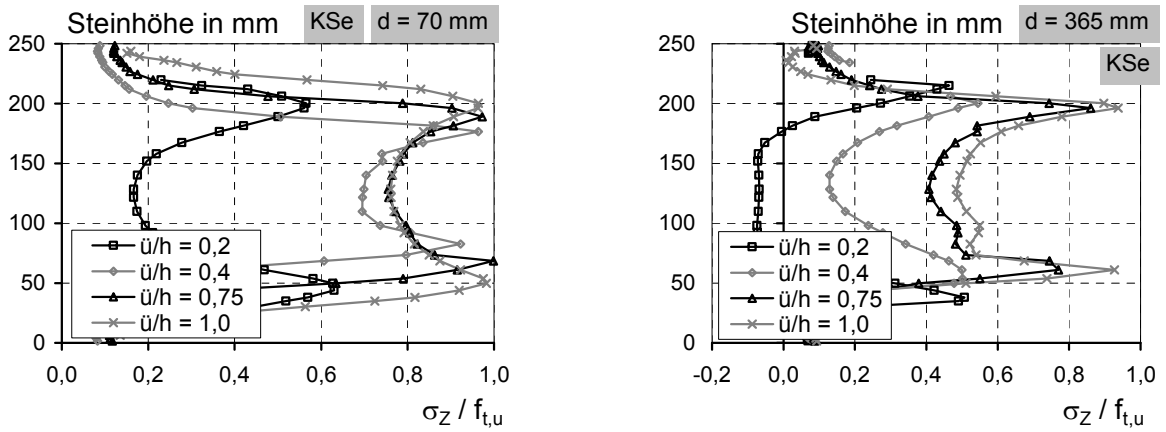


Bild 7.5: Beispielhafte Darstellung der Zugspannungsverteilung in Richtung Steinlänge bei Maximallast

Die weiteren untersuchten Stoffgesetze liefern teilweise zwar deutlich andere Spannungsverteilungen in den Mauersteinen (siehe unten), der Einfluss des Überbindemaßes und der Wanddicke auf die Biegezugfestigkeit entspricht jedoch im Wesentlichen dem des Stoffgesetzes KSe. Bild 7.6 zeigt die Biegezugfestigkeitswerte der Eckpunkte der Berechnungsmatrix (siehe Tabelle F3) bezogen auf den jeweiligen Maximalwert für d = 70 mm und ü / h = 1,0.

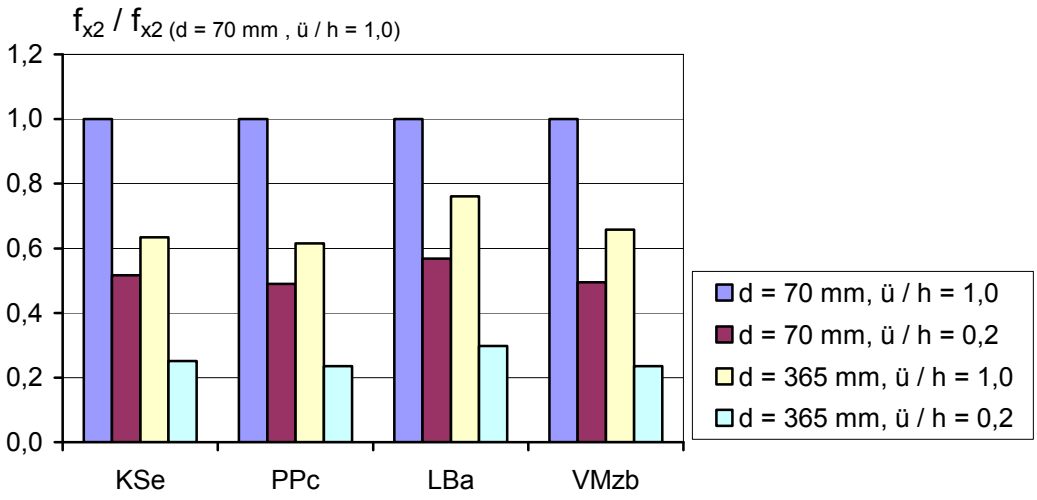


Bild 7.6: Mauerwerk-Biegezugfestigkeit für die untersuchten minimalen und maximalen Wanddicken und Überbindemaße bezogen auf den jeweiligen Maximalwert der Biegezugfestigkeit für das jeweilige Stoffgesetz

Mit abnehmender Mauerwerk-Biegezugfestigkeit, d. h. mit zunehmender Wanddicke und kleinerem Überbindemaß, zeigen die Spannungs-Durchbiegungskurven bei gleichem Stoffgesetz ein stärker ausgeprägt nichtlineares Materialverhalten, siehe Bilder F1 und F2. Die bezogenen Durchbiegungen bei Maximallast sind für die einzelnen Überbindemaße jeweils näherungsweise gleich groß. Tendenziell zeigen die Wände mit geringerer Mauerwerk-Biegezugfestigkeit sogar größere Durchbiegungen. Die größere Duktilität dieser Wände ist vermutlich auf den diagonalen Rissverlauf mit Lastumlagerungen zurückzuführen.

Einfluss der Steinhöhe und der Steinlänge auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit

Für das Stoffgesetz KSe wurden neben der hauptsächlich untersuchten Steinhöhe h_u = 250 mm auch Wände mit Steinhöhen von 125 mm und 500 mm berechnet. Die Bilder F10 bis F13 zeigen vergleichend die Spannungsverteilung über die bezogene Steinhöhe. Die Spannungsverteilungen bei Erstrisslast sind annähernd gleich. Auch bei Erreichen der Maximallast zeigen die Spannungen jeweils unabhängig von der Steinhöhe qualitativ ähnliche Verläufe. Die Rissspitze ist bei Maximallast um rd. 20 % der Steinhöhe vom Steinrand zur Steinmitte fortgeschritten. Die Lage der Rissspitze im Mauerstein in den Spannungsplots zeigt, dass bei kurzen Überbindemaßen der Riss vom senkrechten Verlauf abweicht.

Mit zunehmender Steinhöhe führt der größere Absolutwert des Rissfortschritts bei gleicher Spannungs-Rissöffnungsbeziehung in der bezogenen Darstellung zu einem steileren Spannungsabfall und zu geringeren übertragbaren Zugspannungen im Steinrandbereich.

Hieraus resultieren die geringeren Mauerwerk-Biegezugfestigkeiten mit zunehmender Steinhöhe, siehe Bild 7.7.

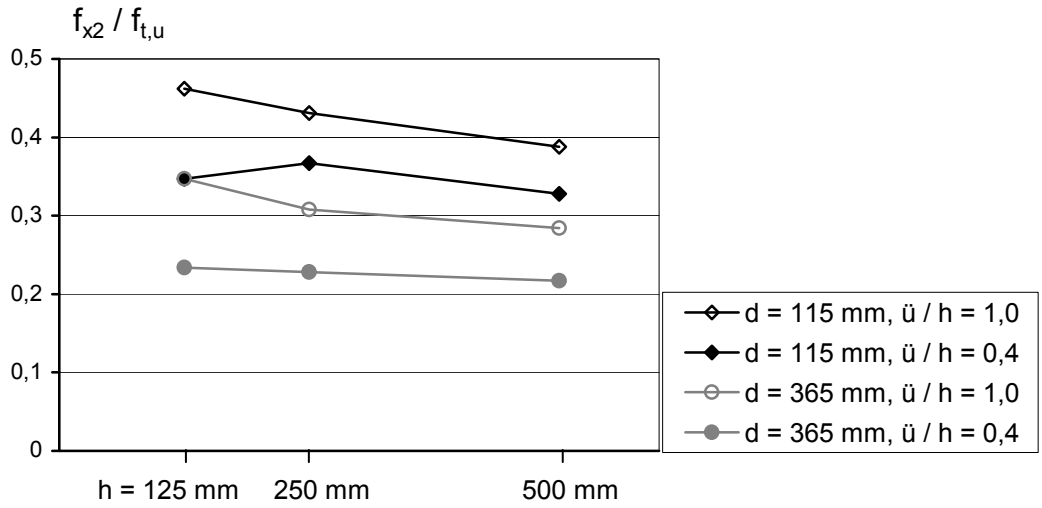


Bild 7.7: Einfluss der Steinhöhe auf die Biegezugfestigkeit, Stoffgesetz KSe

Im Vergleich zum Überbindemaß ist der Einfluss der Steinhöhe auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von untergeordneter Bedeutung. Bei der Herleitung der Berechnungsansätze in Abschnitt 8 wird dieser Einfluss daher nicht berücksichtigt. Der Vergleich der Spannungs-Durchbiegungslinien in Bild F3 zeigt, dass die Wände bei gleichem bezogenem Überbindemaß ü / h mit zunehmender Steinhöhe eine größere Steifigkeit aufweisen. Dies ist auf den geringeren Stoßfugenanteil bezogen auf die Wandlänge zurückzuführen.

Exemplarisch wurde für das Stoffgesetz KSe auch der Einfluss der Steinlänge (250 mm und 500 mm) bei gleichem Überbindemaß ü = 0,4 h = 100 mm untersucht. Die Biegezugfestigkeit wird hierdurch nicht beeinflusst. Die Steifigkeit der Wand ist bei den kürzeren Steinen (l_u / h_u = 1) jedoch infolge des höheren Stoßfugenanteils kleiner als bei den längeren Steinen (l_u / h_u = 2).

Einfluss des Stoffgesetzes auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit

Die Spannungs-Durchbiegungslinien in den Bildern F1 und F2 zeigen erwartungsgemäß mit abnehmender Sprödigkeit - als Kenngröße kann hier die charakteristische Länge herangezogen werden, siehe Abschnitt 3 - zunehmend nichtlineares Materialverhalten bei Maximallast und höhere auf die Mauerstein-Zugfestigkeit bezogene Mauerwerk-Biegezugfestigkeiten. Die Spannungsverteilungen bei Erreichen der Maximallast, wie in Bild 7.8 beispielhaft für die Wanddicke 70 mm dargestellt, verdeutlichen den Einfluss der Sprödigkeit der Mauersteine auf das Tragverhalten. Die Porenbetonsteine wie auch die

Kalksandsteine zeigen für annähernd gleiche charakteristische Längen bei Maximallast eine Verschiebung der Spannungs- bzw. Rissspitze um rd. 20 % der Steinhöhe in Richtung Steinmitte. Für das Stoffgesetz LBa mit deutlich größerer charakteristischer Länge ist zumindest für größere Überbindemaße ein nahezu vollständiges Plastifizieren über die Steinhöhe zu erkennen. Das Stoffgesetz VMzb mit spröderem Materialverhalten zeigt stark ausgeprägte Spannungsspitzen und eine deutlich steilere Spannungsabnahme.

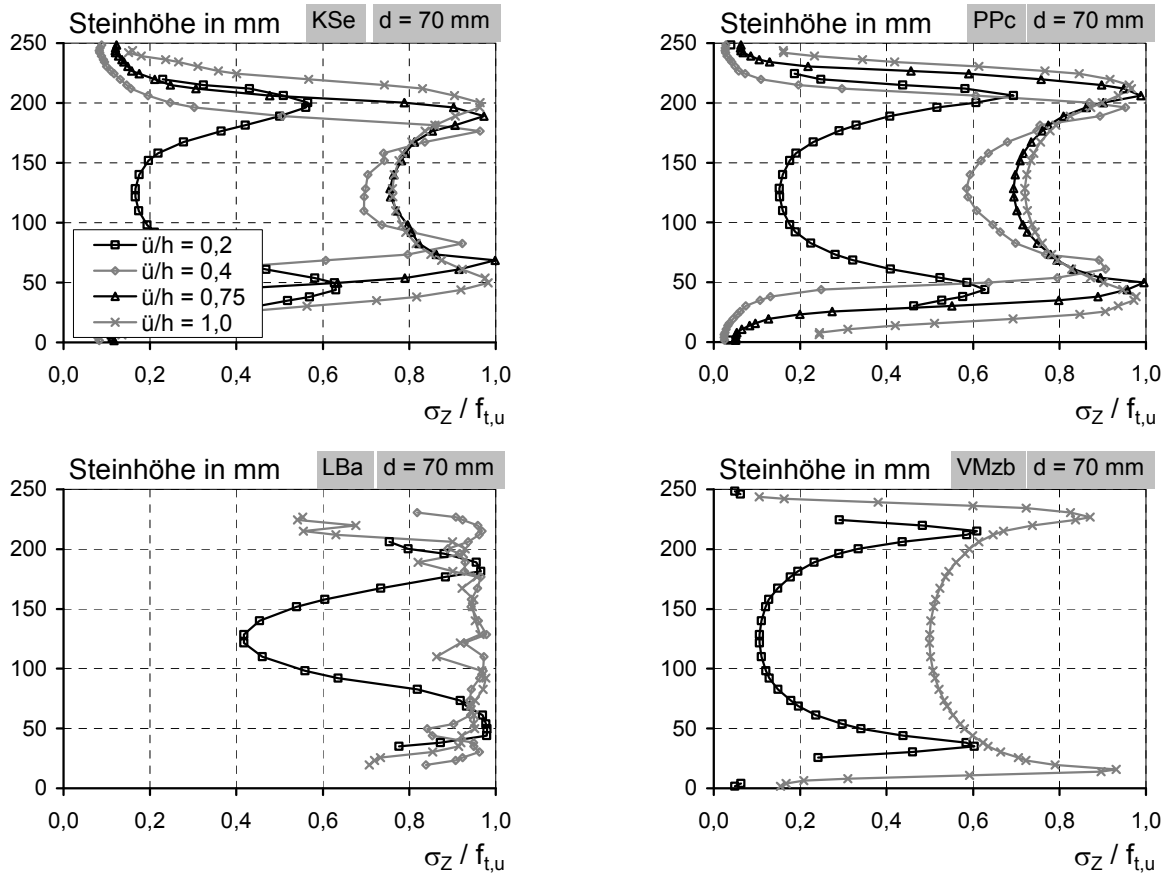


Bild 7.8: Beispielhafte Darstellung der Zugspannungsverteilung in Richtung Steinlänge bei Maximallast für unterschiedliche Stoffgesetze bei einer Wanddicke d = 70 mm

Das in Bild 7.9 dargestellte Verhältnis der auf die jeweils entsprechenden Werte des Mauerwerks KSe bezogenen Biegezugfestigkeiten ist weitestgehend unabhängig von den geometrischen Eigenschaften. Lediglich beim Stoffgesetz LBa ist eine geringfügige Zunahme des Verhältniswertes mit der Wanddicke erkennbar. Bei der Herleitung von Bemessungsansätzen kann in erster Näherung jedoch von einem konstanten Faktor zur Berücksichtigung des jeweiligen Nachbruchverhaltens bzw. der Sprödigkeit der unterschiedlichen Materialien auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit ausgegangen werden.

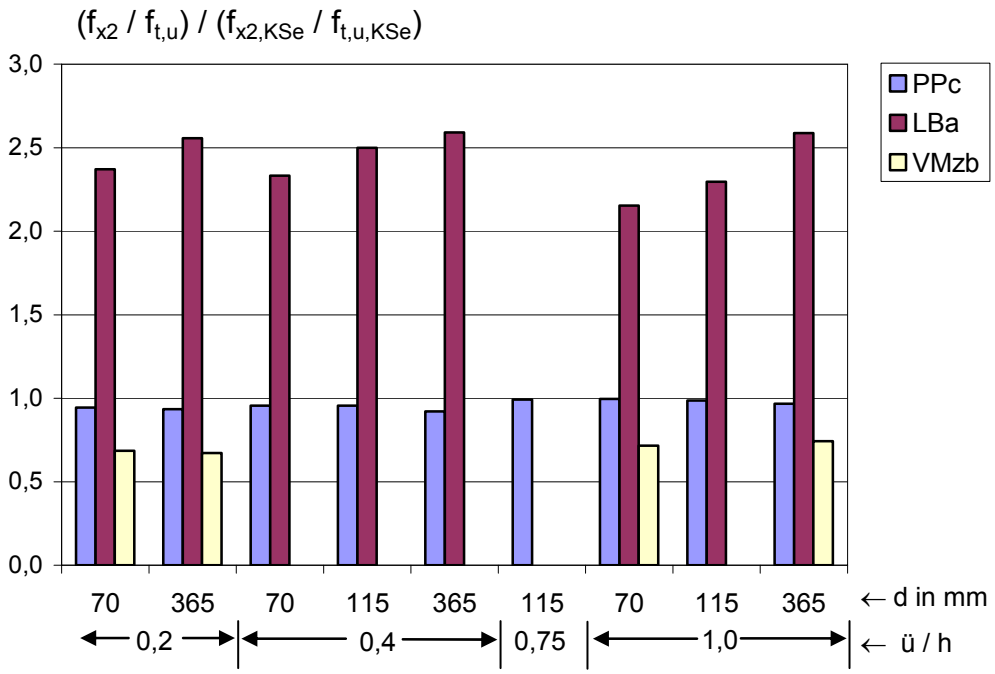


Bild 7.9: Einfluss des Stoffgesetzes auf die bezogene Mauerwerk-Biegezugfestigkeit

Die Untersuchungen zum Einfluss der Mauersteinbreite auf die Biegezugfestigkeit in Abschnitt 3 haben gezeigt, dass bei ungekerbten Proben lediglich die Anfangssteigung der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung einen maßgebenden Einfluss auf die Biegezugfestigkeit hat, da der Rissfortschritt bei Erreichen der Maximallast bezogen auf die Steinbreite (Prüfkörperhöhe) klein ist. Aufgrund des fortgeschrittenen Risswachstums bei Maximallast ist davon auszugehen, dass im Mauerwerk auch der weitere Verlauf der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung einen maßgebenden Einfluss auf die Biegezugfestigkeit hat.

7.3 Berechnungsergebnisse - Versagensfall Fuge

7.3.1 Berechnungen ohne zusätzliche Normalspannungsbeanspruchung

Allgemeines

Die Berechnungsergebnisse sind in der Tabelle F4 zusammengefasst. Bild F14 zeigt die bezogenen Spannungs-Durchbiegungskurven. In den Bildern F15 bis F46 sind die Normalspannungs- und Scherspannungsverteilungen in den Stoß- und Lagerfugen jeweils für den Lastschritt vor Erstrissbildung, nach Erreichen der Scherfestigkeit in der Lagerfuge und bei Maximallast dargestellt.

Wände mit unvermörtelten Stoßfugen

Die Spannungs-Durchbiegungslinien in Bild F14 a) bis e) für das Stoffgesetz DM-0,5 zeigen erwartungsgemäß die Zunahme der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit mit größerem Überbindemaß. Dabei ist eine zunehmende Nichtlinearität mit Verringerung des Verhältniswertes Überbindemaß / Wanddicke zu erkennen.

Bild F14 f) verdeutlicht die Abhängigkeit der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von der Wanddicke, die bislang in den Bemessungsansätzen nach DIN 1053 unberücksichtigt geblieben ist. Bei größeren Wanddicken nimmt die Biegezugfestigkeit bei gleichem Überbindemaß deutlich ab. Auffällig ist, dass bei Maximallast die bezogenen Durchbiegungen näherungsweise gleich groß sind.

Die in Bild F14 g) dargestellten Spannungs-Durchbiegungslinien für das Stoffgesetz NM-0,25 zeigen im Vergleich zum Stoffgesetz DM-0,5 mit den entsprechenden Wandgeometrien, siehe Bild F14 c), erwartungsgemäß eine deutlich geringere Steifigkeit. Weiterhin ist ein annähernd linearer Anstieg bis zur Maximallast erkennbar, der auf die niedrigere Bruchenergie G_F^{II} des Normalmörtels zurückzuführen ist. Diese führt für das Stoffgesetz NM-0,25 auch zu einem geringeren Verhältniswert von Mauerwerk-Biegezugfestigkeit zu Verbundfestigkeit.

In Bild 7.10 sind beispielhaft die Normal- und Scherspannungsverteilungen in der Lagerfuge für die Wandgeometrie d = 175 mm, ü = 100 mm dargestellt (entspricht Bild F22).

Im ungerissenen Zustand zeigen die Scherspannungen sowohl in Richtung Wandlänge als auch in Richtung Wandbreite eine zum Mittelpunkt der Überbindefläche symmetrische Spannungsverteilung. Auf der zugbeanspruchten Wandseite – hierbei handelt es sich, sofern nicht anders angegeben, auch bei den Bildern im Anhang F um die vordere Kante der dargestellten Überbindefläche – treten in Richtung Wandhöhe Zuspannungen und analog hierzu an der gegenüberliegenden Seite Druckspannungen auf. Diese sind auf die

Lastumlenkung im Bereich der offenen Stoßfugen zurückzuführen. Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Normalspannung, die durch den „tension cut-off“ beschrieben wird, führt bei weiterer Laststeigerung zu einer unsymmetrischen Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge. Im vorliegenden Fall reduziert sich die übertragbare Scherspannung bei maximaler Haftzugbeanspruchung $\sigma_N = f_{t,m} = 0{,}25$ N/mm² entsprechend Gleichung (Gl. 5.1) auf c = 0,35 N/mm². Bei Erreichen der Maximallast ist sowohl anhand der Normal- als auch der Scherspannungsverteilung die Entfestigung in Form des Spannungsabfalls in den Eckbereichen auf der Zugseite erkennbar. Im Gegensatz dazu führen die Druckspannungen auf der Zugseite zu deutlich höheren übertragbaren Scherspannungen.

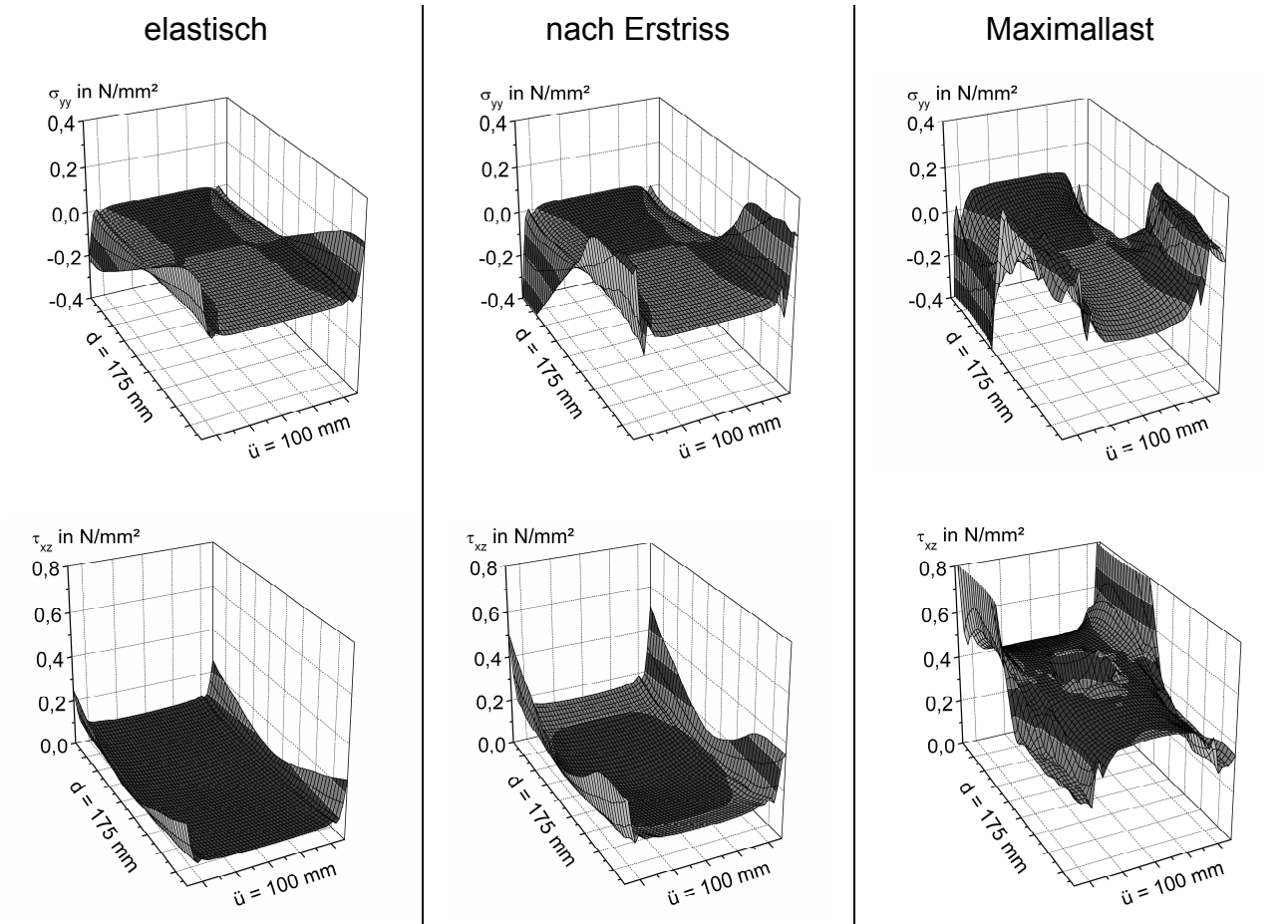


Bild 7.10: Zug- und Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge bei unterschiedlichen Laststufen, Überbindemaß ü = 100 mm, Wanddicke d = 175 mm Stoffgesetz DM-0,5, Stoßfugen unvermörtelt

Die unsymmetrische Scherspannungsverteilung in Richtung Wanddicke führt zu einer Verschiebung des Rotationspunktes, dessen Lage analog zu den Berechnungen bei den Torsionsversuchen an dem Kegel im mittleren Bereich der Überbindefläche identifiziert werden kann. Im Vergleich zu den Wänden mit vermörtelten Stoßfugen (siehe unten) ist die Absolutverschiebung des Rotationspunktes jedoch gering.

Bild 7.11 zeigt die Zug- und Scherspannungsverteilung bei Maximallast für den untersuchten minimalen bzw. maximalen Verhältniswert Wanddicke / Überbindemaß. Für ü / d = 0,14 entsprechen die Spannungsverläufe qualitativ denen aus Bild 7.10. Das Erreichen der Zugfestigkeit im Eckbereich führt zu einer Reduzierung der übertragbaren Scherspannungen an dieser Stelle. Bei ü / d = 3,6 ist eine ungleichmäßige Normalspannungsverteilung über die gesamte Länge der Überbindefläche zu erkennen, die zu einer unsymmetrischen Scherspannungsverteilung in Richtung Steinlänge führt. Das Erreichen der Haftzugfestigkeit am rechten Rand der Überbindefläche führt zu einer deutlichen Reduzierung der Scherspannung.

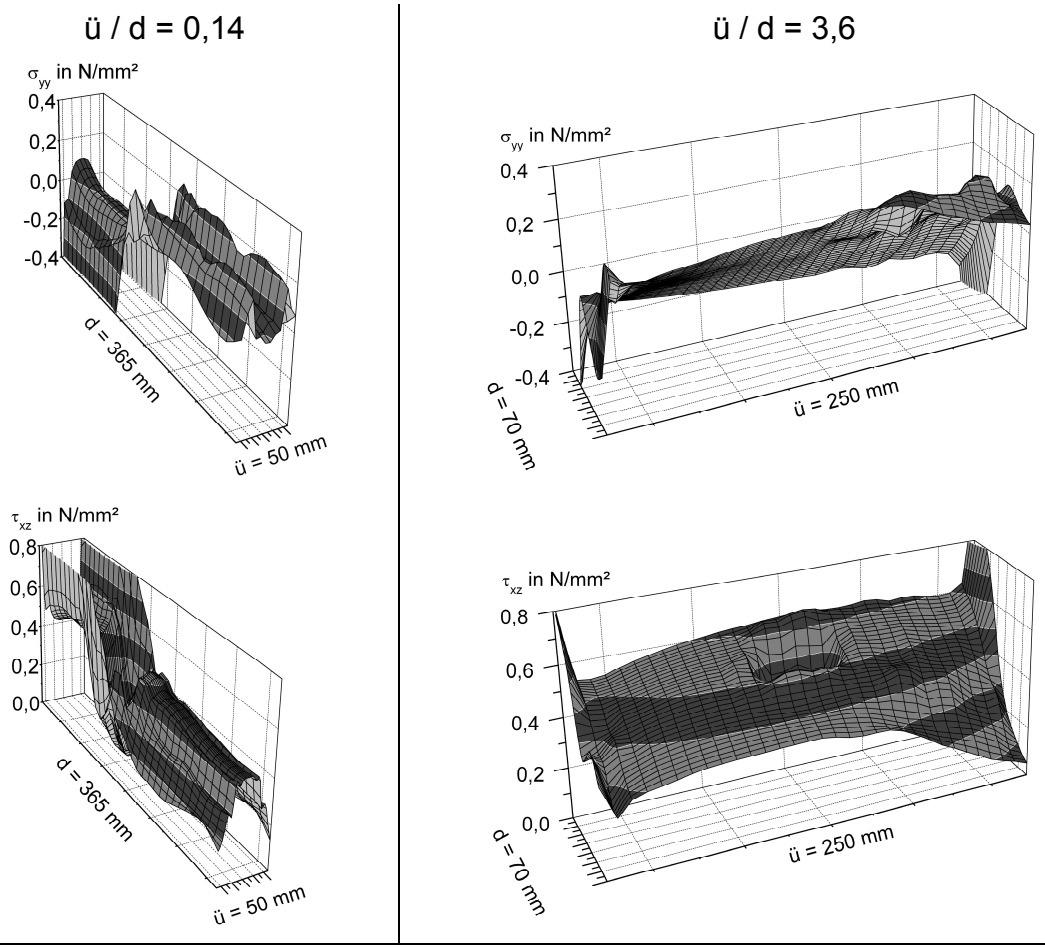


Bild 7.11: Zug- und Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge bei Maximallast für unterschiedliche Überbindeflächen
Stoffgesetz DM-0,5

Die Ursache für die ungleichmäßige Normalspannungsverteilung sowohl in Richtung Wanddicke als auch in Richtung Wandlänge kann auf Grundlage der vorliegenden Untersuchungen nicht identifiziert werden. Bei geringeren Verhältniswerten von ü / d = 2,2 (ü =250 mm, d = 115 mm, siehe Bild F20) bzw. ü / d = 2,5 (ü =175 mm, d = 70 mm, siehe Bild F17) sind diese Effekte bereits deutlich schwächer ausgeprägt.

In Bild 7.12 sind die Normal- und Scherspannungsverteilungen in der Lagerfuge für die Stoffgesetze DM-1,0 und NM-0,25 (d = 175 mm, ü = 100 mm) dargestellt.

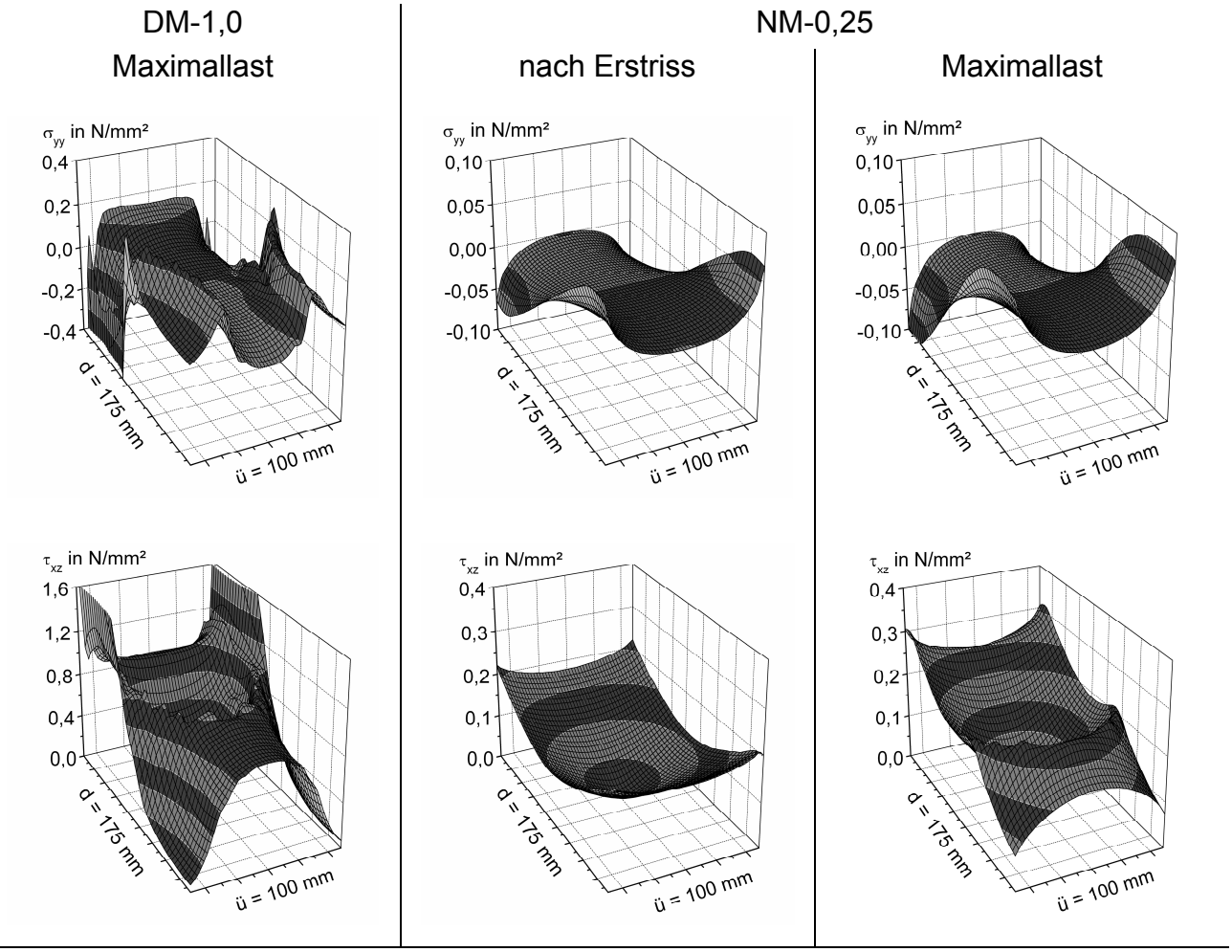


Bild 7.12: Zug- und Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge für unterschiedliche Stoffgesetze DM-1,0 und NM 0,25

Beim Stoffgesetz DM-1,0 spiegelt sich die höhere Verbundfestigkeit in den höheren übertragbaren Scherspannungen wider. Durch Ansatz der gleichen Haftzugfestigkeit und Bruchenergie wie bei Stoffgesetz DM-0,5 ist beim maximal übertragbaren Torsionsmoment eine fortgeschrittene Rissbildung mit Reduzierung der übertragbaren Scher- und Zugspannungen zu erkennen. Hierdurch wird der Verhältniswert Mauerwerkbiegezugfestigkeit / Verbundfestigkeit (siehe Tabelle F4) im Vergleich zu Stoffgesetz DM-0,5 kleiner.

Beim Stoffgesetz NM-0,25 sind die Spannungsspitzen in den Eckbereichen der Überbindefläche aufgrund der niedrigeren Steifigkeit der Mörtelfuge deutlich geringer im Vergleich zu den Stoffgesetzen DM-0,5 und DM-1,0. Bis zur Erstrisslast nehmen die Zugspannungen mit zunehmendem Abstand zum Rotationspunkt analog zu den torsionsbeanspruchten Zweistein-Prüfkörpern zu, siehe Abschnitt 5. Infolge der ungleichmäßigen

Normalspannungsverteilung sind bei Maximallast die übertragbaren Scherspannungen auf der Zugseite jedoch geringer als auf der Druckseite. Die geringere Bruchenergie im Vergleich zu den Stoffgesetzen DM-0,5 bzw. DM-1,0 führt zu einer größeren Spannungsreduktion in diesem Bereich und einem spröderen Materialverhalten, welches sich auch in den Last-Durchbiegungslinien widerspiegelt.

Die Auswertung der Simulationsergebnisse zeigt, dass die Spannungsverteilungen in den Lagerfugen einer Mauerwerkwand, mit Ausnahme der Scherspannungen in einer Mörtelfuge mit geringer Steifigkeit bis zur Erstrissbildung, nicht denen in den tordierten Zweistein-Prüfkörpern entsprechen. Insbesondere in den Eckbereichen sind bei den Wänden deutliche Spannungskonzentrationen erkennbar. Analog zu den Zweistein-Prüfkörpern ist bei den Wänden ein Großteil der Überbindefläche plastifiziert, mit Ausnahme des inneren Kegels um den Rotationspunkt. Unter der Annahme, dass die Spannungsreduktion auf der Zugseite durch die höheren übertragbaren Scherspannungen auf der Druckseite kompensiert werden, wird daher analog zu den Torsionsprüfkörpern im ersten Ansatz überprüft, inwiefern das Torsionsmoment über eine voll plastifizierte Fuge berechnet werden kann. Die entsprechend (Gl. 5.16) berechneten Torsionsmomente $M_{T,pl}$ sind im Vergleich zu den numerisch ermittelten Torsionsmomenten in der Lagerfuge in Tabelle F4 angegeben. Bild 7.13 zeigt den Verhältniswert der beiden Torsionsmomente in Abhängigkeit der Überbindelänge und der Wanddicke. Die Verhältniswerte sind jeweils bei annähernd quadratischem Querschnitt maximal (Kreise) und nehmen mit der Größe der Überbindefläche ab. Dies ist zum einen auf eine gleichmäßigere Spannungsverteilung bei quadratischen Querschnitten zurückzuführen, zum anderen liegt bei größeren Querschnitten infolge der größeren Verformungen mit zunehmendem Abstand vom Rotationspunkt eine fortgeschrittene Entfestigung vor. Für das untersuchte Stoffgesetz DM-0,5 wird durch die Annahme einer voll plastifizierten Fuge bei der ungünstigsten Querschnittsgeometrie (d = 70 mm, ü = 250 mm) das rechnerische Moment um rd. 40 % überschätzt. Eine funktionale Beschreibung zur Berücksichtigung der Querschnittsgeometrie bei der analytischen Ermittlung des Torsionsmomentes erfolgt in Abschnitt 8. Für die Stoffgesetze mit spröderem Materialverhalten werden die Torsionsmomente auch für günstigere Querschnittsgeometrien (d = 175 mm, ü = 250 mm) um 40% (NM-0,25) bzw. 45 % (DM-1,0) überschätzt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass in der numerischen Simulation das in den experimentellen Untersuchungen beobachtete nichtlineare Materialverhalten des Normalmörtels bis zur Maximallast, siehe auch Abschnitt 5, nicht berücksichtigt wurde und die Bruchenergie beim Dünnbettmörtel DM-1,0 nicht der höheren Verbundfestigkeit angepasst wurde.

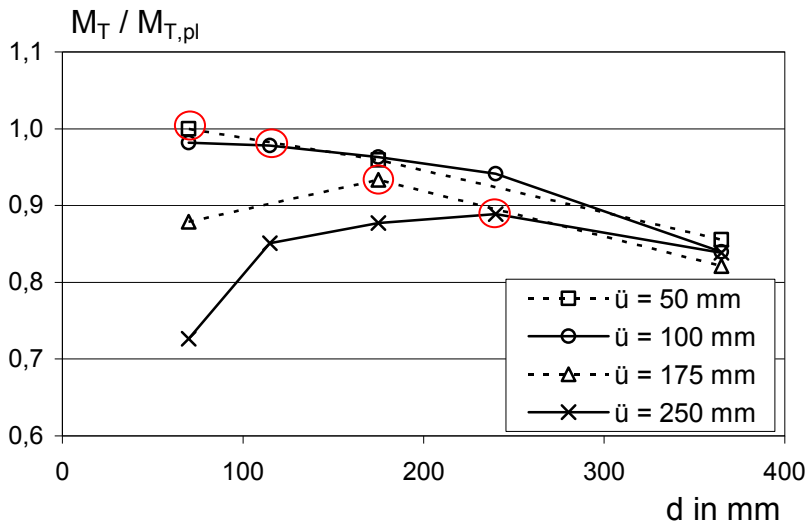


Bild 7.13: Verhältniswert des numerisch ermittelten Torsionsmomentes in der Lagerfuge M_T zum Torsionsmoment bei voll plastifizierter Lagerfuge $M_{T,pl}$

Wände mit vermörtelten Stoßfugen

Die Berechnungsergebnisse mit einer Druckkraftübertragung in der Stoßfuge ohne Ansatz einer Haftzugfestigkeit sind im Vergleich zu den Wänden mit unvermörtelten Stoßfugen in Tabelle 7.4 zusammengefasst.

Tabelle 7.4: Parameterstudie – Fugenversagen
Vergleich der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von unvermörtelten und vermörtelten Stoßfugen mit ausschließlicher Druckkraftübertragung

Stoff-gesetz	h_u	l_u	d	f_{x2}				Δf_{x2}	
				uv		nur Druck			
				ü/h				ü/h	
				0,4	1,0	0,4	1,0	0,4	1,0
-	mm			N/mm²				%	
DM-0,5	250	500	70	0,536	2,059	0,817	-	52	-
			175	0,347	1,218	0,519	1,165	50	0 [1)]
			365	0,264	0,810	0,380	-	44	-
NM-0,25	250	500	175	0,135	0,496	0,196	0,541	45	9

1) Der Wert mit vermörtelten Stoßfugen liegt unter dem Wert mit unvermörtelten Stoßfugen. Bei dem Stoffgesetz KSe und dem Überbindemaß ü / h = 1,0 ist die bei Rissbildung freigesetzte Energie höher als bei den Wänden mit geringerem Überbindemaß oder den Wänden mit Normalmörtel. Die hohe Gesamtenergiefreisetzung bei Rissbildung führt zu Konvergenzproblemen in den Interfaceelementen mit Zugversagen, für die eine Zugkraftübertragung mit sehr geringer Zugfestigkeit und Bruchenergie angesetzt werden musste (siehe Tabelle 7.3). Aufgrund des Verlaufs der Spannungs-Durchbiegungs-kurven ist davon auszugehen, dass die tatsächliche Festigkeitssteigerung in der Größenordnung der Berechnungen mit dem Stoffgesetz NM-0,25 liegt.

Bei einem Überbindemaß von ü = 100 mm beträgt die Tragfähigkeitssteigerung rd. 50 %, wobei eine geringfügige Abnahme mit zunehmender Wanddicke zu erkennen ist. Mit zunehmendem Überbindemaß reduziert sich die Tragfähigkeitssteigerung auf maximal rd. 10 %. Die Tragfähigkeitssteigerung ist im Wesentlichen auf zwei Effekte zurückzuführen. Zum einen führt die Druckkraftübertragung zu einer Verschiebung des Rotationspunktes zum Steinrand, die zu höheren übertragbaren Torsionsmomenten führt. Zum anderen erzeugen auch die Normalspannungen in der Stoßfuge ein der Verdrehung der Mauersteine entgegen wirkendes Moment.

In Bild 7.14 sind beispielhaft die Scher- und Normalspannungsverteilungen in der Lagerfuge analog zu Bild 7.10 dargestellt. Die Scherspannungsverteilung bei Maximallast zeigt deutlich die Verschiebung des Rotationspunktes zum Steinrand. Durch den größeren Abstand zum Rotationspunkt ist auf der Zugseite im Vergleich zu Bild 7.10 eine größere Entfestigung zu erkennen. Im Vergleich zum Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen treten keine Druckspannungen senkrecht zur Fuge auf.

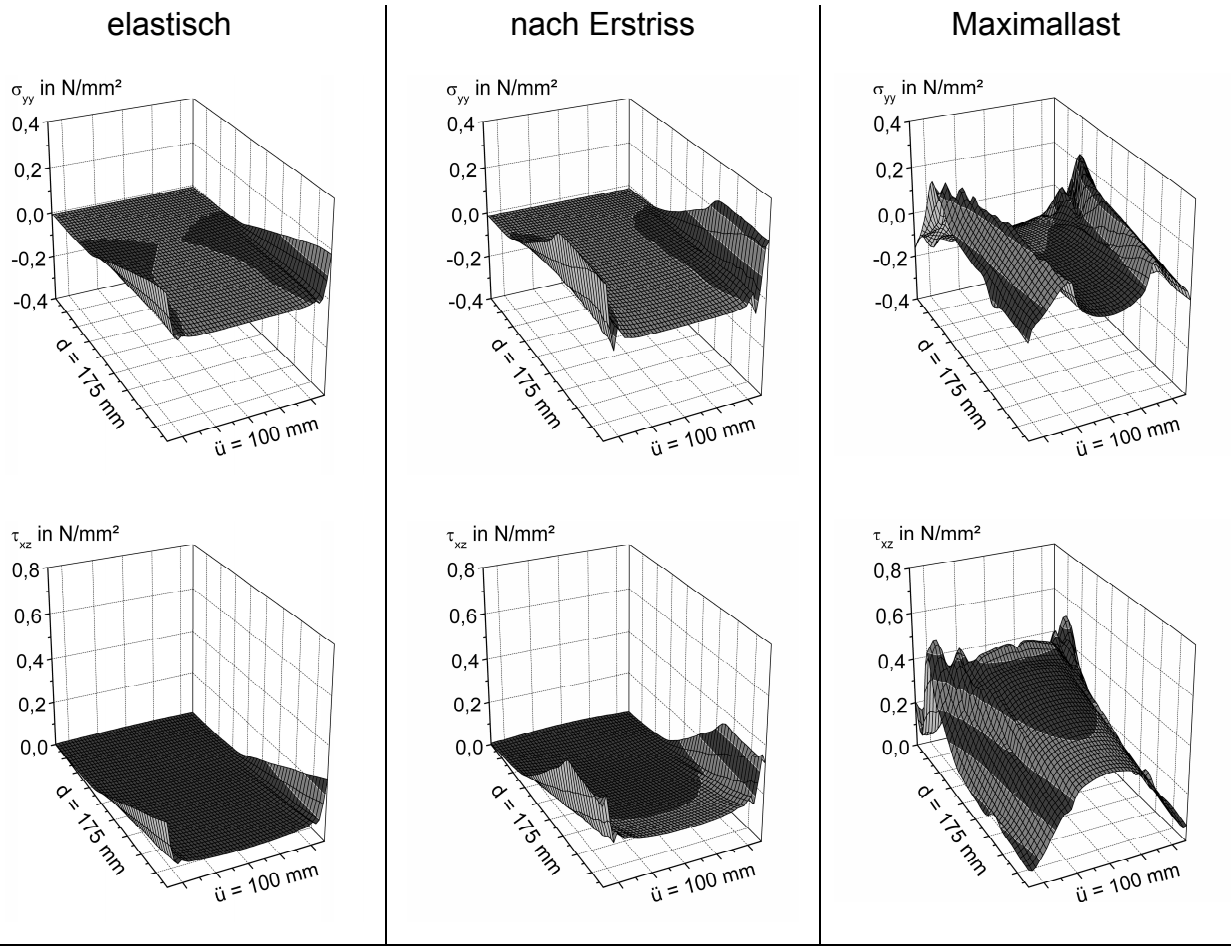


Bild 7.14: Zug- und Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge bei unterschiedlichen Laststufen, Überbindemaß ü = 100 mm, d = 175 mm
Stoffgesetz DM-0,5, Stoßfugen vermörtelt

Der Einfluss des Überbindemaßes auf die Scherspannungsverteilung ist in Bild 7.15 dargestellt (Ansicht Druckseite). Die Verschiebung des Rotationspunktes zur Druckseite ist für beide Überbindemaße zu erkennen, wobei für ü = 250 mm der linear-elastische Bereich (Kegel) größer ist. Da bei ü / d > 1 das Torsionsmoment zunehmend durch die Scherspannungsanteile in Richtung Wandbreite und bei ü / d < 1 durch die Scherspannungsanteile in Richtung Wandlänge sowie durch den Abstand zum Drehpunkt beeinflusst wird, führt die aus der Verschiebung des Rotationspunktes resultierende Scherspannungsverteilung beim größeren Überbindemaß zu einer geringeren Erhöhung des Torsionsmomentes.

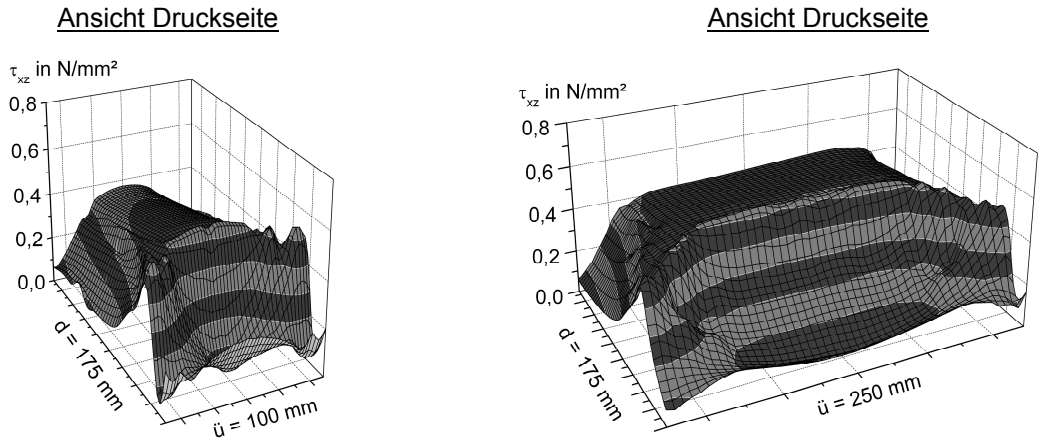


Bild 7.15: Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge bei Maximallast für unterschiedliche Überbindemaße, Stoffgesetz DM-0,5

In Bild 7.16 ist der Einfluss der Wanddicke bei gleichem Überbindemaß ü = 100 mm auf die Scherspannungsverteilung bei Maximallast dargestellt (Ansicht Zugseite). Die Bilder zeigen ähnliche Spannungsverläufe, wobei der Rotationspunkt mit zunehmender Wanddicke weiter vom Steinrand entfernt liegt.

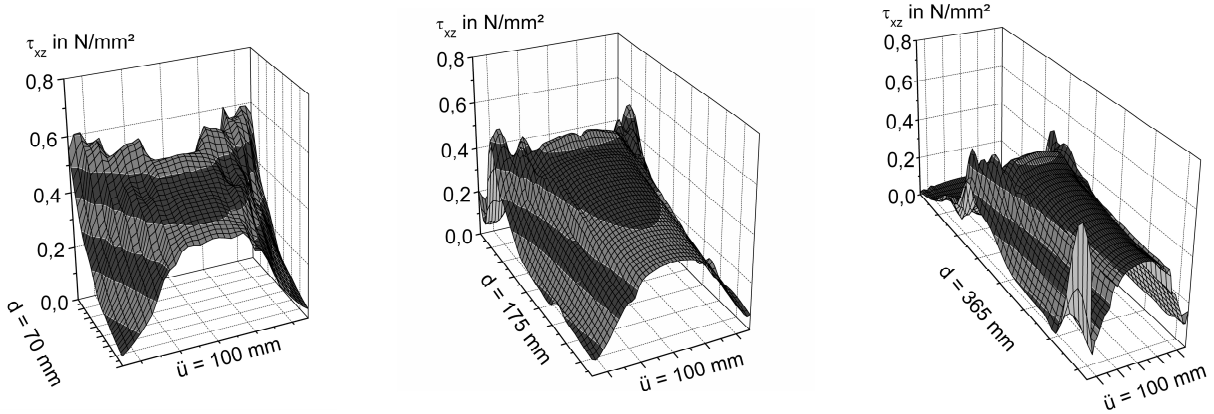


Bild 7.16: Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge bei Maximallast für unterschiedliche Wanddicken, Stoffgesetz DM-0,5

Die Berechnungen mit dem Stoffgesetz NM-0,25 zeigen ebenfalls eine Verschiebung des Rotationspunktes zum Steinrand, siehe Bilder F43 und F45, mit dem aufgrund des spröderen Materialverhaltens ausgeprägten Kegel um den Rotationspunkt.

Auch an der Normalspannungsverteilung in der Stoßfuge ist die Verschiebung des Rotationspunktes erkennbar. Bild 7.17 zeigt beispielhaft die Spannungsverteilung für unterschiedliche Wanddicken bei einem Überbindemaß von ü = 100 mm. In den Grafiken in Bild 7.17 sowie auch den folgenden Bildern sind im mittleren Bereich der Höhe h die Stoßfuge und in den Randbereichen die Mauersteine dargestellt.

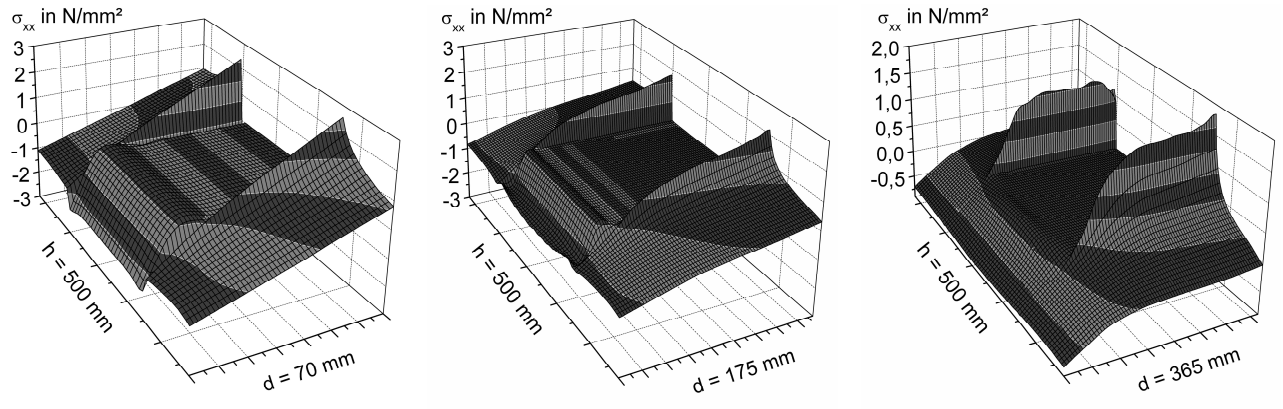


Bild 7.17: Normalspannungsverteilung in einer Stoßfugenebene bei Maximallast für unterschiedliche Wanddicken bei einem Überbindemaß von ü = 100 mm Stoffgesetz DM-0,5

Auf der Zugseite sind in den gerissenen Stoßfugen keine Zugspannungen übertragbar. In den angrenzenden Mauersteinen sind die Spannungsspitzen im Bereich der Stoßfugen erkennbar. Dabei verlaufen die Spannungsverteilungen mit größerer Wanddicke zunehmend nichtlinear. In der Druckzone sind sowohl im Stein als auch in der Stoßfuge Druckspannungen übertragbar. Dabei sind die Druckspannungen im Bereich der Stoßfuge bei gleicher Steifigkeit von Stein und Fuge mit geringerer Wanddicke zunehmend größer als im Bereich der Mauersteine. Es ist zu vermuten, dass dies auf eine größere Verdrehung der Mauersteine bei geringerer Wanddicke zurückzuführen ist, die zur Aktivierung des maximalen Torsionsmomentes erforderlich ist.

Die in Bild 7.18 (links) dargestellte Spannungsverteilung für ü = 250 mm zeigt im Vergleich zu Bild 7.17 (Mitte) keinen maßgebenden Einfluss des Überbindemaßes auf den qualitativen Spannungsverlauf für das Stoffgesetz DM-0,5. Für das Stoffgesetz NM-0,25 führt die geringere Steifigkeit des Mörtels (E-Modul Mörtel < 1/10 E-Modul Mauerstein) näherungsweise zu einer Halbierung der Druckspannungen im Vergleich zum Mauerstein, siehe Bild 7.18 (rechts).

Die Untersuchungen zeigen, dass die Spannungsverteilung in der Stoßfuge nicht direkt aus den Steifigkeiten des Mörtels und der Mauersteine berechnet werden kann. Maßgebenden Einfluss haben u. a. die Größe der Verdrehung der Mauersteine in Abhängigkeit der Steifigkeit der Lagerfuge sowie der Geometrie der Überbindefläche.

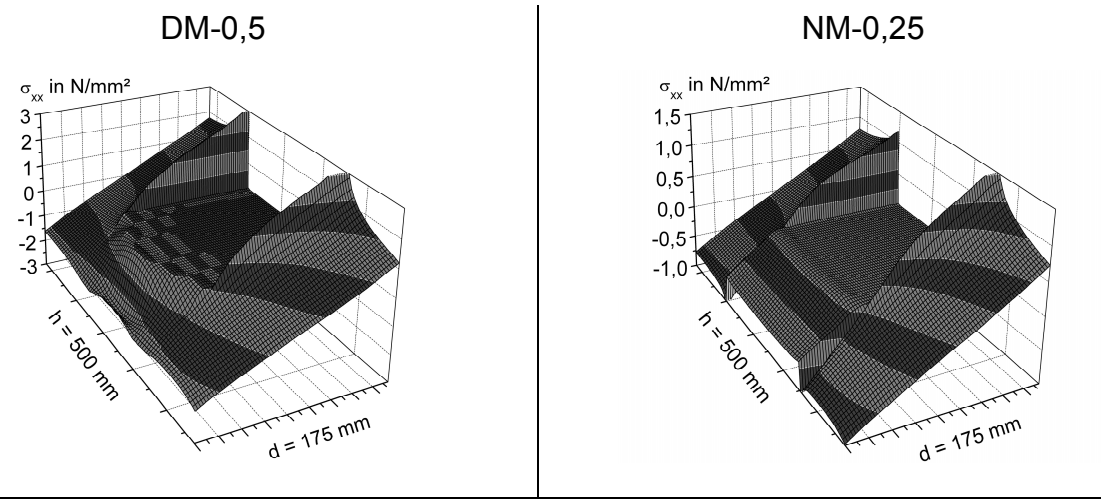


Bild 7.18: Normalspannungsverteilung in der Stoßfugenebene bei Maximallast für unterschiedliche Stoffgesetze bei einem Überbindemaß ü = 250 mm

Neben den Normalspannungsverteilungen wurden auch die Scherspannungsverteilungen in der Stoßfuge ausgewertet. Aufgrund des Kräftegleichgewichts kann bei Lage des Drehpunktes in der Mitte der Überbindelänge entsprechend des in Abschnitt 8 dargestellten analytischen Ansatzes davon ausgegangenen werden, dass keine Scherspannungen in der Stoßfuge auftreten. Bild 7.19 zeigt beispielhaft den Vergleich der Scherspannungen für die Stoffgesetze DM-0,5 und NM-0,25 bei Maximallast für ü = 100 mm.

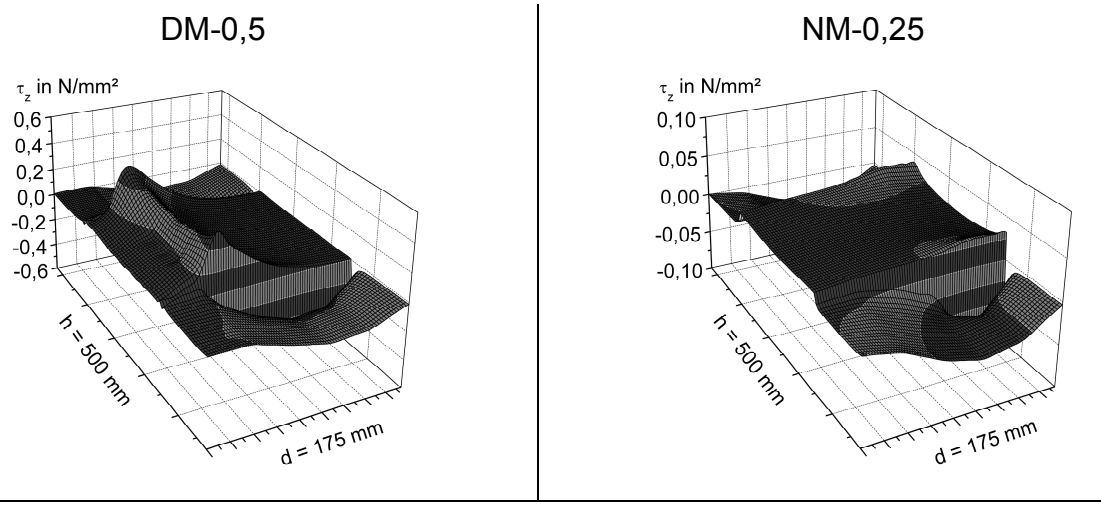


Bild 7.19: Scherspannungsverteilung in der Stoßfugenebene bei Maximallast für unterschiedliche Stoffgesetze bei einem Überbindemaß ü = 100 mm

Die Dünnbettmörtelfuge weist in der Achse des Drehpunktes eine Scherspannungskonzentration auf. Im Vergleich zu den Scherspannungen in der Lagerfuge ist das hieraus resultierende Moment infolge der wirksamen Fläche und des kürzeren Hebelarms zum Rotationspunkt jedoch gering. Beim Normalmörtel sowie auch beim Dünnbettmörtel mit größerem Überbindemaß und Hebelarm zum Rotationspunkt, siehe Bild F40, sind nahezu keine Scherspannungen in den Stoßfugen vorhanden. Es ist zu beachten, dass bei höheren Mauersteinen vermutlich allein über die größere Stoßfugenfläche der Einfluss der Scherspannung in der Stoßfuge auf das Torsionsmoment zunimmt. Entsprechende Berechnungen wurden im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht durchgeführt.

Die im Rahmen der Parameterstudie durchgeführten Berechnungen mit Zugkraftübertragung in der Stoßfuge konvergierten im Lastschritt nach Erreichen der Haftzugfestigkeit nicht. Eine Bewertung der Ergebnisse ist daher nicht zielführend. Für den Ansatz der Haftzugfestigkeit nach Rissbildung in der Stoßfuge sind weitere Untersuchungen erforderlich.

7.3.2 Berechnungen mit zusätzlicher Normalspannungsbeanspruchung

Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle F5 zusammengefasst. Bild F47 zeigt die bezogenen Spannungs-Durchbiegungskurven. In den Bildern F48 bis F54 sind die Normalspannungs- und Scherspannungsverteilungen in den Lagerfugen jeweils für den Lastschritt vor Erstrissbildung, nach Erreichen der Scherfestigkeit in der Lagerfuge und bei Maximallast dargestellt.

Erwartungsgemäß nimmt die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit aufgrund des auflastabhängigen Reibungsanteils der Scherfestigkeit in der Lagerfuge mit der Auflast zu. Dabei zeigen die Spannungs-Durchbiegungskurven mit steigender Auflast eine zunehmende Nichtlinearität bei der Maximallast.

Die qualitative Verteilung der Zug- und Scherspannungen wird für das Stoffgesetz DM-0,5 durch die Auflast nicht maßgeblich beeinflusst, siehe Bilder F48 bis F50. Durch die Auflast werden die Absolutwerte der Spannungskonzentrationen auf der Zugseite jedoch reduziert, wodurch die Bereiche an den Ecken der Überbindeflächen mit fortgeschrittener Entfestigung kleiner werden.

Für das Stoffgesetz NM-0,25 ist aufgrund des höheren auflastabhängigen Anteils der Bruchenergie der Einfluss der Auflast auf die Spannungsverteilung deutlich ausgeprägter, siehe Bild 7.20.

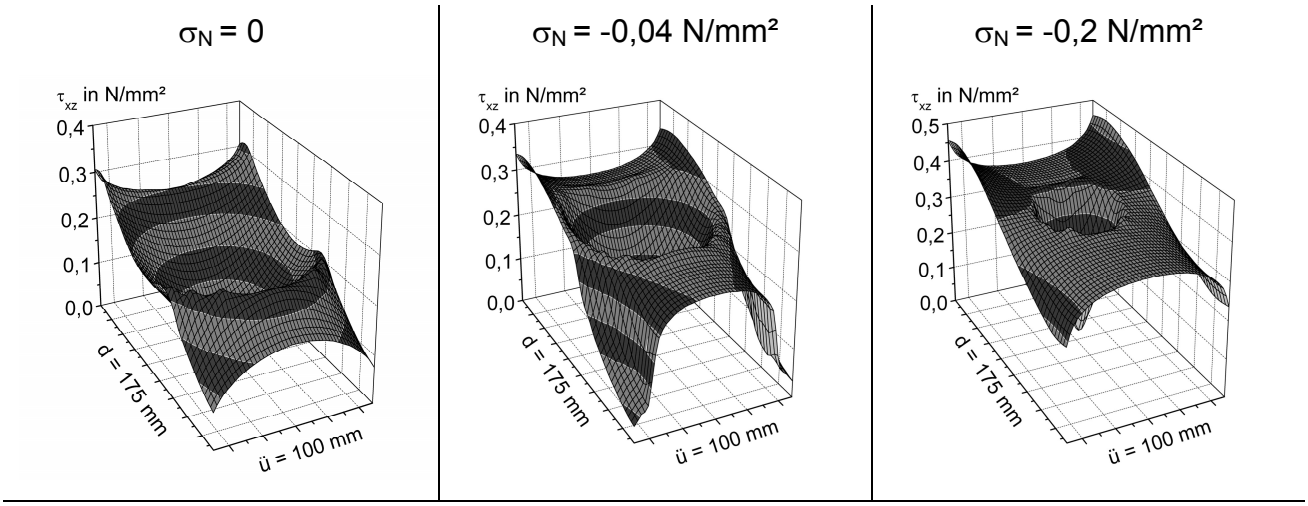


Bild 7.20: Scherspannungsverteilung in der Lagerfuge bei Maximallast für unterschiedliche Auflasten bei einem Überbindemaß von ü = 100 mm, Stoffgesetz NM-0,25

Die Normalspannungen senkrecht zur Lagerfuge führen insgesamt zu einem ausgeprägt plastischen Materialverhalten der Fuge. Analog zu den Wänden ohne Auflast sind in Tabelle F5 die entsprechend (Gl. 5.16) berechneten Torsionsmomente für eine voll plastifizierte Fuge im Vergleich zu den Torsionsmomenten in der Lagerfuge aus den numerischen Berechnungen angegeben. Bild 7.21 zeigt den Einfluss der Auflast auf den Verhältniswert des Torsionsmoments M_T in der Mauerwerkwand aus der numerischen Berechnung zum rechnerisch ermittelten Torsionsmoment $M_{T,pl}$. Es ist zu erkennen, dass mit zunehmender Auflast beim Stoffgesetz DM-0,5 auch für nicht quadratische und größere Überbindeflächen der Ansatz einer plastifizierten Fuge vertretbar ist. Für die Normalmörtelfuge ist auch ohne Abbildung einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungslinie im Stoffgesetz bereits bei geringer Auflast die näherungsweise Berechnung des maximalen Torsionsmomentes bei voll plastifiziertem Querschnitt möglich.

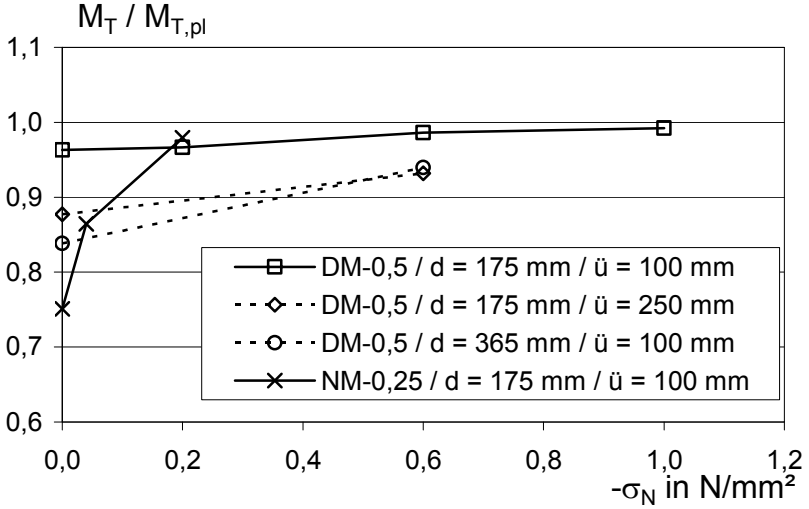


Bild 7.21: Verhältniswert des numerisch ermittelten Torsionsmomentes in der Lagerfuge M_T zum Torsionsmoment bei voll plastifizierter Lagerfuge $M_{T,pl}$ in Abhängigkeit von der Auflast

7.4 Zusammenfassung

Mit dem in Abschnitt 6 beschriebenen und kalibrierten Finite-Elemente-Modell wurden Parameterstudien zur Untersuchung unterschiedlicher Einflussgrößen auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit für die Versagensfälle „Stein“ und „Fuge“ durchgeführt. Die Spannungszustände in den Mauersteinen und den Mörtelfugen wurden dargestellt und analysiert. Die wesentlichen Ergebnisse sind für die beiden Versagensfälle im Folgenden zusammengefasst.

Steinversagen

Die Stoßfugen im Mauerwerk führen zu Spannungskonzentrationen in den angrenzenden Steinrandbereichen, deren Größe abhängig von der Wanddicke und dem Überbindemaß ist. Bis zur Erstrisslast sind die Spannungsverteilungen im Wesentlichen unabhängig vom untersuchten Material. Bei fortschreitender Rissbildung wird die Spannungsverteilung maßgeblich durch die charakteristische Länge des Materials beeinflusst.

Die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit nimmt mit kleiner werdendem Überbindemaß und zunehmender Steinbreite (Mauerwerkdicke) ab. Dies ist auch bei Steinarten erkennbar, die keinen nennenswerten Dickeneffekt im praxisrelevanten Bereich zeigen. Die geometrieabhängigen Einflüsse auf die Biegezugfestigkeit sind nahezu unabhängig vom Stoffgesetz.

Mit abnehmender charakteristischer Länge des Steinmaterials nimmt die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit tendenziell ab. Dabei zeigten die durchgeführten Untersuchungen, dass näherungsweise ein konstanter Faktor zur Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens des Materials unabhängig von den geometrischen Eigenschaften der Wand angesetzt werden kann. Abweichend von den Ergebnissen der Untersuchungen am Steinmaterial, siehe Abschnitt 3, ist jedoch davon auszugehen, dass auch der Verlauf der Spannungs-Rissöffnungskurve einen Einfluss auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit hat. Zur Validierung dieser Hypothese sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Bei gleicher Wandgeometrie nimmt die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit mit zunehmender Steinhöhe in Analogie zum Dickeneffekt ab. Der Einfluss ist mit einer maximalen Festigkeitsabnahme von rd. 10 % (für Steinhöhen von 125 mm und 500 mm) im Vergleich zum Überbindemaß und der Wanddicke von untergeordneter Bedeutung.

Fugenversagen

Bei unvermörtelten Stoßfugen bildet sich in der Lagerfuge entsprechend der tordierten Zweistein-Körper, siehe Abschnitt 5, ein kegelförmiger Spannungsverlauf um den Rotationspunkt ohne Rissbildung. Im gerissenen Bereich der Lagerfuge ist die Spannungsverteilung abhängig von der Größe und dem Seitenverhältnis der Überbindefläche sowie dem Materialverhalten in der Fuge. Abweichend von den tordierten Zweistein-Körpern sind die Normal- und Scherspannungen nicht symmetrisch in Richtung Wanddicke. Die hieraus resultierende Verschiebung des Rotationspunktes ist jedoch gering. Grundsätzlich sind die ermittelten Spannungszustände in den Lagerfugen äußerst komplex und erscheinen nicht durch analytische Berechnungsansätze beschreibbar. Vereinfachend wurde daher analog zu den Torsionsversuchen am Zweistein-Körper zur Ermittlung des maximal übertragbaren Momentes in der Lagerfuge eine voll plastifizierte Fuge unter Ansatz der Haftscherfestigkeit und dem auflastabhängigen Reibungsanteil angenommen. Teilweise wird hierdurch eine zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt. In Abhängigkeit der Überbindegeometrie und dem Stoffgesetz werden die Torsionsmomente in der Mauerwerkwand im Bruchzustand in den untersuchten Fällen aber auch um bis zu rd. 45 % überschätzt. Das Entfestigungsverhalten ist daher in Berechnungsansätzen zu berücksichtigen.

Die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit wird mit zunehmendem Überbindemaß größer und mit zunehmender Wanddicke kleiner, wenn jeweils die andere Seitenlänge der Überbindefläche konstant bleibt. Bei gleicher Größe der Überbindefläche ist das in der Fuge übertragbare Torsionsmoment bei einem quadratischen Querschnitt am größten und nimmt mit zunehmendem Seitenverhältnis ab.

Die Vermörtelung der Stoßfugen bei ausschließlicher Druckkraftübertragung führt zu einer Verschiebung des Rotationspunktes zum Druckzonenrand. Der Rotationspunkt liegt dabei weiterhin in der Mitte der Überbindelänge. Der Großteil der Lagerfugenfläche zeigt eine Überschreitung der Verbundfestigkeit. Mit Ausnahme der Eck- / Randbereiche kann die Scherspannung bei Maximallast annähernd mit plastischem Materialverhalten beschrieben werden. Mit zunehmendem Überbindemaß verringert sich der Lagerfugenanteil mit plastischem Materialverhalten jedoch deutlich. Die Höhe der Druckspannungen in der Stoßfuge ist abhängig von der Steifigkeit des Mauermörtels und der Wandgeometrie. Der Einfluss der Scherspannungen in der Stoßfuge auf das Biegemoment ist für die untersuchten Kombinationen als gering anzusehen. Für die untersuchten Fälle führte die Stoßfugenvermörtelung bei reiner Druckkraftübertragung zu einer Tragfähigkeitssteigerung von 10 % (ü / h = 1,0) bis zu rd. 50 % (ü / h = 0,4).

Insbesondere beim Stoffgesetz NM-0,25 führt der auflastabhängige Anteil der Bruchenergie im Modus II bereits bei geringer Auflast zu einer zufriedenstellenden Beschreibung des Torsionsmomentes über den Ansatz einer voll plastifizierten Fuge (Berücksichtigung der Haftscherfestigkeit und des auflastabhängigen Reibungsanteils).

Für die im folgenden Abschnitt 8 auf Grundlage der Parameterstudie hergeleiteten Berechnungsansätze ist insbesondere für die Untersuchungen zum Fugenversagen einschränkend anzumerken, dass die numerischen Berechnungen lediglich für zwei unterschiedliche Stoffgesetze durchgeführt wurden. Diese basieren zwar auf experimentellen Untersuchungen, in Abhängigkeit der tatsächlichen Stein-Mörtelkombinationen kann jedoch auch ein spröderes Materialverhalten nach Erreichen der Festigkeit vorliegen, so dass ggf. größere Abweichungen zwischen dem tatsächlichem Materialverhalten und dem Ansatz einer plastifizierten Fuge vorliegen. Das bis zur Maximallast in den Berechnungen angesetzte lineare Materialverhalten liegt jedoch für alle Materialkombinationen auf der sicheren Seite.

ABSCHNITT 8

BERECHNUNGSANSÄTZE FÜR PARALLEL ZU DEN LAGERFUGEN BIEGEBEANSPRUCHTES MAUERWERK UND VERGLEICH MIT VERSUCHSERGEBNISSEN

Auf Grundlage der Ergebnisse der Parameterstudie aus Abschnitt 7 und unter Berücksichtigung der bei den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse aus Abschnitt 6 werden im Folgenden Berechnungsansätze zur Bestimmung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit bei einer Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen hergeleitet. Hierzu werden zunächst in analytischen Überlegungen vereinfachende Annahmen zur Beschreibung der komplexen Spannungszustände getroffen und darauf basierend die Grundlagen der Berechnungsansätze abgeleitet.

Die Berechnungsansätze werden mit Hilfe der Ergebnisse der eigenen Versuche sowie mit der bereits im Rahmen von [Sch04] erstellten Datenbank validiert. Während bei den eigenen Versuchen die wesentlichen Einflussgrößen bekannt sind bzw. zutreffend abgeschätzt werden können, liegt das Problem bei der Auswertung von Literaturergebnissen darin, dass i. Allg. die wesentlichen Stoffkenngrößen als Eingangsgrößen für die Berechnungsansätze nicht vorliegen.

Somit kann auch die Allgemeingültigkeit der Ansätze aufgrund fehlender Erkenntnisse zur Bandbreite der vollständigen Stoffgesetze der in der Praxis verwendeten Mauersteine und Mörtelarten und deren Verbundverhalten nicht validiert werden. Mit Hilfe der Datenbank kann jedoch überprüft werden, inwiefern die Berechnungsergebnisse unter Ansatz standardisierter Eigenschaftskenngrößen die in Wandversuchen ermittelten Traglasten annähernd beschreiben und die Berechnungsergebnisse damit auf der sicheren Seite liegen.

8.1 Herleitung von Berechnungsansätzen

8.1.1 Steinversagen

Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

Die numerischen Berechnungen in Abschnitt 7 haben gezeigt, dass eine signifikante Abhängigkeit der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit vom Überbindemaß und von der Wanddicke besteht. In Bild 8.1 (Symbole) sind die Ergebnisse der numerischen Berechnungen aus Tabelle F3 für die Mauersteine mit einer Steinhöhe von rd. 250 mm für die unterschiedlichen Stoffgesetze jeweils in Abhängigkeit der Wanddicke und des bezogenen Überbindemaßes dargestellt.

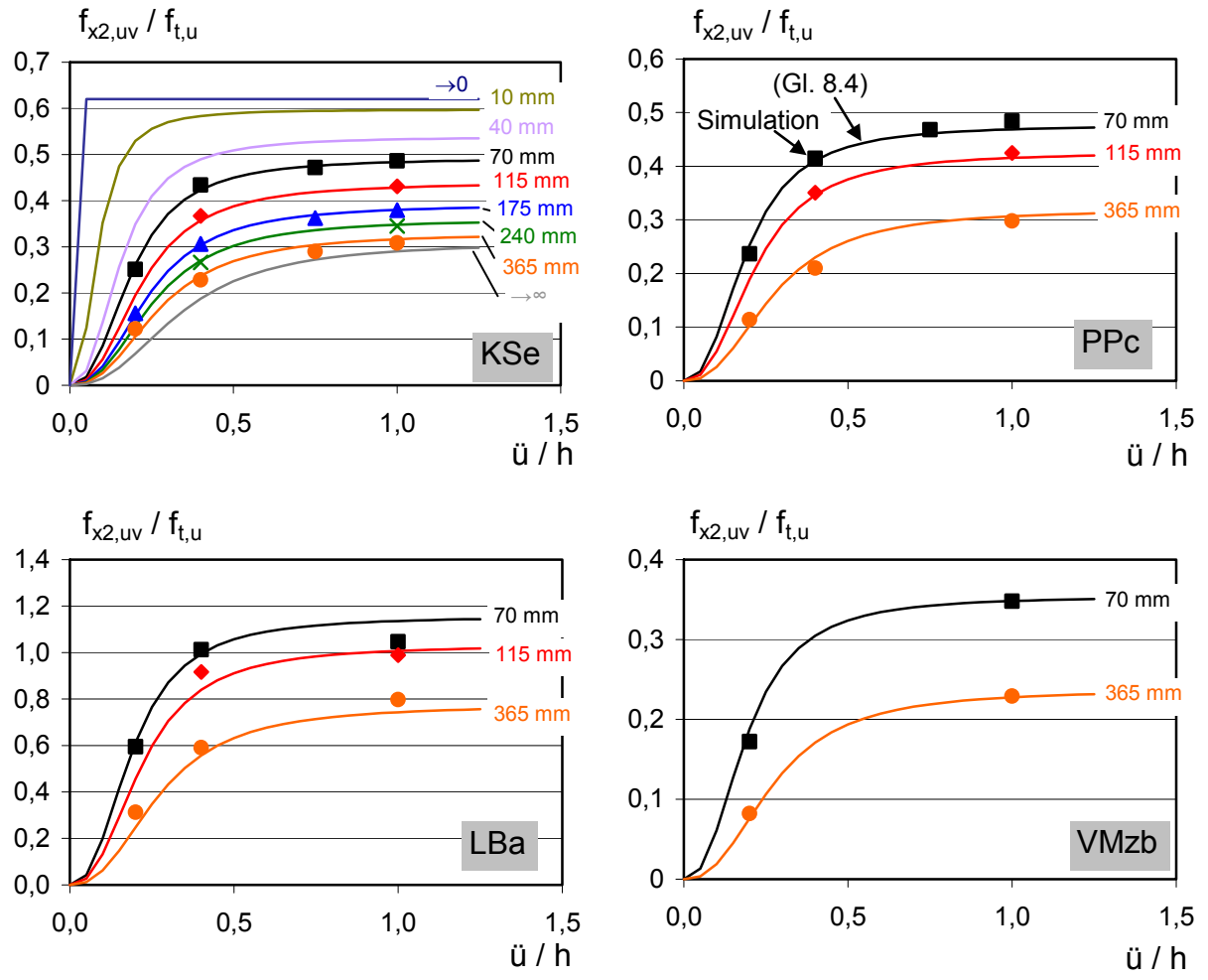


Bild 8.1: Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Mauerstein-Zugfestigkeit in Abhängigkeit von ü/h und d für die untersuchten Stoffgesetze
Symbole: Simulationsergebnisse, Kurven: Gleichung (Gl. 8.4)

Der Einfluss der Steinhöhe und der Steinlänge auf die Biegezugfestigkeit ist von untergeordneter Bedeutung (siehe Abschnitt 7) und wird daher im Folgenden bei der Herleitung der Berechnungsansätze vernachlässigt.

Zur Beschreibung der numerisch ermittelten Zusammenhänge wird im Folgenden mit Hilfe von Regressionsanalysen eine Berechnungsgleichung hergeleitet, welche die direkte Ermittlung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussgrößen Steinzugfestigkeit, Wanddicke und Überbindemaß ermöglicht. Die Regressionsanalysen werden dabei zunächst für das Stoffgesetz KSe durchgeführt.

Zur Auffindung einer geeigneten Funktion können zunächst folgende Bedingungen zu Grunde gelegt werden:

- Mit abnehmendem Überbindemaß konvergiert die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit gegen Null ($f_{x2} \rightarrow 0$ für $ü/h \rightarrow 0$).
- Mit zunehmendem Überbindemaß konvergiert die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit gegen einen konstanten Endwert $A(d)$, der abhängig von der Wanddicke ist ($f_{x2} \rightarrow A(d)$ für $ü/h \rightarrow \infty$).
- Die Untersuchungen zum Dickeneinfluss an den Mauersteinmaterialien haben gezeigt, dass mit zunehmender Mauersteinbreite die Biegezugfestigkeit näherungsweise der Zugfestigkeit ($f_{fl,u} = f_{t,u}$) entspricht und bei abnehmender Wanddicke die Biegezugfestigkeit gegen einen Endwert mit rd. $f_{fl,u} = 3 \cdot f_{t,u}$ konvergiert, siehe Bild 3.17. Die unvermörtelten Stoßfugen im Mauerwerk führen zu einer Reduzierung der Biegezugfestigkeit im Vergleich zu einem homogenen Material. Da bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen maximal die Hälfte der Zugspannungen vom Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen übertragen werden können, müssen die Verhältniswerte $f_{x2,uv} / f_{t,u}$ bei minimaler Wanddicke ($d \rightarrow 0$) gegen einen Wert < 1,5 und bei maximaler Wanddicke ($d \rightarrow \infty$) gegen einen Wert < 0,5 konvergieren.

Durch den allgemeinen Ansatz

$$f_{x2,uv} / f_{t,u} = \frac{(ü/h)^E}{B(d) + A(d) \cdot (ü/h)^E} \qquad \text{(Gl. 8.1)}$$

ist eine Beschreibung der numerischen Berechnungsergebnisse unter Einhaltung der o. g. Bedingungen möglich.

Der Exponent $E > 0$ beschreibt dabei die Steigung des Kurvenverlaufs, der Faktor $1 / A(d)$ ist der Konvergenzwert der Funktion für $ü/h \rightarrow \infty$ und der Faktor $B(d)$ ist maßgebend für die Spreizung der Kurvenschar bei unterschiedlichen Wanddicken d.

Durch unabhängige Regressionsanalysen konnte zunächst der Konvergenzwert für die einzelnen Wanddicken ermittelt werden. Der Zusammenhang von Wanddicke und Konvergenzwert kann für KSe mit folgendem Zusammenhang beschrieben werden:

$$1/\mathrm{A}(d) = 0{,}31 \cdot \left(1 + 2^{-0{,}011 \cdot d}\right) \qquad \text{(Gl. 8.2)}$$

Die minimalen und maximalen Konvergenzwerte für $f_{x2,uv} / f_{t,u}$ liegen somit zwischen 0,31 und 0,62. Die o. g. Randbedingungen sind hiermit erfüllt.

Durch weitere Regressionsanalysen wurden anschließend die Parameter $\mathrm{B}(d)$ und E ermittelt. Der Zusammenhang des Faktors $\mathrm{B}(d)$ und der Wanddicke konnte für die untersuchten Wanddicken (70 mm bis 365 mm) durch folgenden Zusammenhang beschrieben werden:

$$\mathrm{B}(d) = \frac{d^{1{,}17}}{3500 + 4{,}5 \cdot d^{1{,}17}} \qquad \text{(Gl. 8.3)}$$

Hieraus ergibt sich für die Berechnung der bezogenen Mauerwerk-Biegezugfestigkeit:

$$f_{x2,uv} / f_{t,u} = \frac{(ü/h)^{2{,}45}}{\dfrac{d^{1{,}17}}{3500 + 4{,}5 \cdot d^{1{,}17}} + \dfrac{(ü/h)^{2{,}45}}{0{,}31 \cdot \left(1 + 2^{-0{,}011 \cdot d}\right)}} \cdot \zeta \qquad \text{(Gl. 8.4)}$$

Der Faktor ζ berücksichtigt dabei den Einfluss der Stoffgesetze (siehe unten). Mit der Gleichung (Gl. 8.4) können die Berechnungsergebnisse, zunächst für das Stoffgesetz KSe mit ζ = 1, siehe Bild 8.1 (oben links), zutreffend beschrieben, und auch für die Grenzwerte (ü bzw. $d \to 0$, ü bzw. $d \to \infty$) plausible Kurvenverläufe erzielt werden.

Die Untersuchungen in Abschnitt 7 haben gezeigt, dass die Wanddicke d und das Überbindemaß ü / h bei den unterschiedlichen Stoffgesetzen annähernd den gleichen Einfluss auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit für den untersuchten praxisrelevanten Bereich haben, so dass der Einfluss des Stoffgesetzes über einen konstanten Materialfaktor ζ in (Gl. 8.4) berücksichtigt werden kann, siehe Bilder 7.6 und 7.9.

Durch Regressionsrechnungen konnten schließlich die in Bild 8.2 angegebenen Materialfaktoren ζ zur Übertragung der für das Stoffgesetz KSe ermittelten Funktion (Gl. 8.4) auf die anderen Stoffgesetze bestimmt werden.

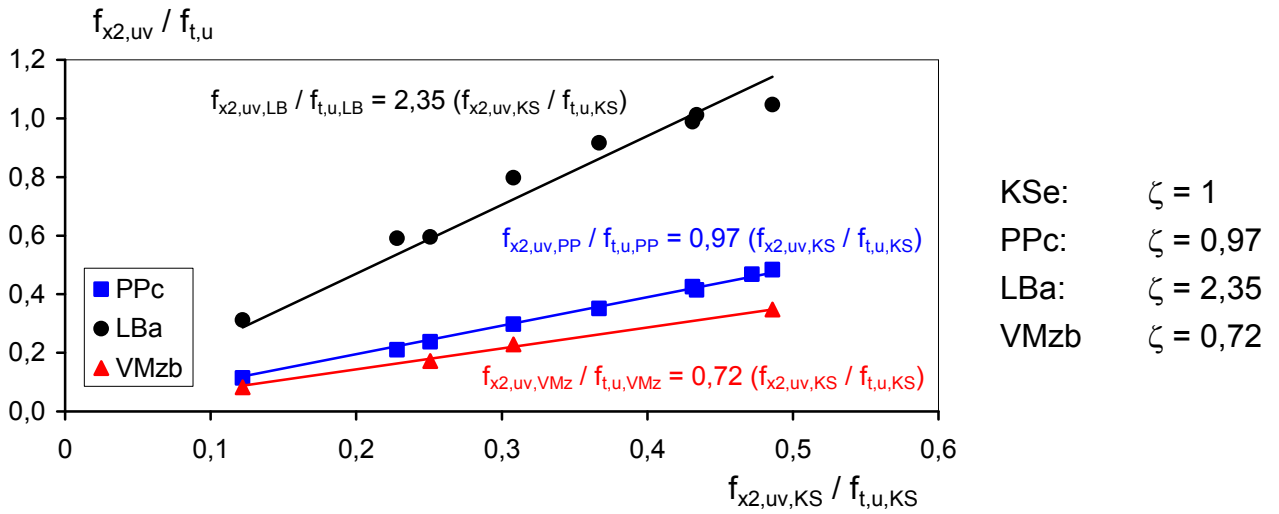


Bild 8.2: Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Mauerstein-Zugfestigkeit der unterschiedlichen Stoffgesetze bezogen auf das Stoffgesetz KSe

Bild 8.1 zeigt die zutreffende Übereinstimmung von den numerisch und den nach (Gl. 8.4) ermittelten Zusammenhängen unter Berücksichtigung des jeweiligen Materialfaktors ζ.

Der Ansatz des Materialfaktors bedeutet entsprechend Gleichung (Gl. 8.2) für das Stoffgesetz des Leichtbetons LBa eine Erhöhung des minimalen Konvergenzwertes für $d \rightarrow \infty$ auf $f_{x2,uv} / f_{t,u} = 0,73 > 0,5$. Die lineare Erhöhung der Biegezugfestigkeit ist somit nicht grundsätzlich auf die Randwerte übertragbar und muss bei der Festlegung entsprechender Bemessungswerte gesondert berücksichtigt werden.

Die ermittelten Materialfaktoren sowie auch die Darstellung in Bild 8.2 zeigen, dass der Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Mauerstein-Zugfestigkeit mit der Sprödigkeit des Materials abnimmt. Aufgrund der Spannungsverteilung im Mauerstein, mit einem deutlichen Entfestigungsverhalten in den Steinrandbereichen bei Maximallast (an beiden Steinrändern bis zu rd. 20% der Mauersteinhöhe, siehe Bilder F10 bis F13), ist davon auszugehen, dass nicht wie bei den Untersuchungen an den Prismen, siehe Abschnitt 3, ausschließlich die Anfangssteigung der Spannungs-Rissöffnungskurve maßgebend für die Biegezugfestigkeit ist, sondern auch deren Verlauf. Da zur Bestimmung des Materialfaktors nicht die absolute, sondern die prozentuale Spannungsreduzierung mit zunehmender Rissöffnung relevant ist, sind in Bild 8.3 (links) vergleichend die auf die jeweilige Biegezugfestigkeit bezogenen Spannungs-Rissöffnungskurven bis zu einer Rissöffnung von w = 0,035 mm dargestellt. Die Rissbreite w = 0,035 mm entspricht bezogen auf eine Messlänge von 50 mm einer näherungsweise bei Maximallast im Steinrandbereich ermittelten Dehnung von rd. 0,7 mm/m, siehe z. B. Bild E31.

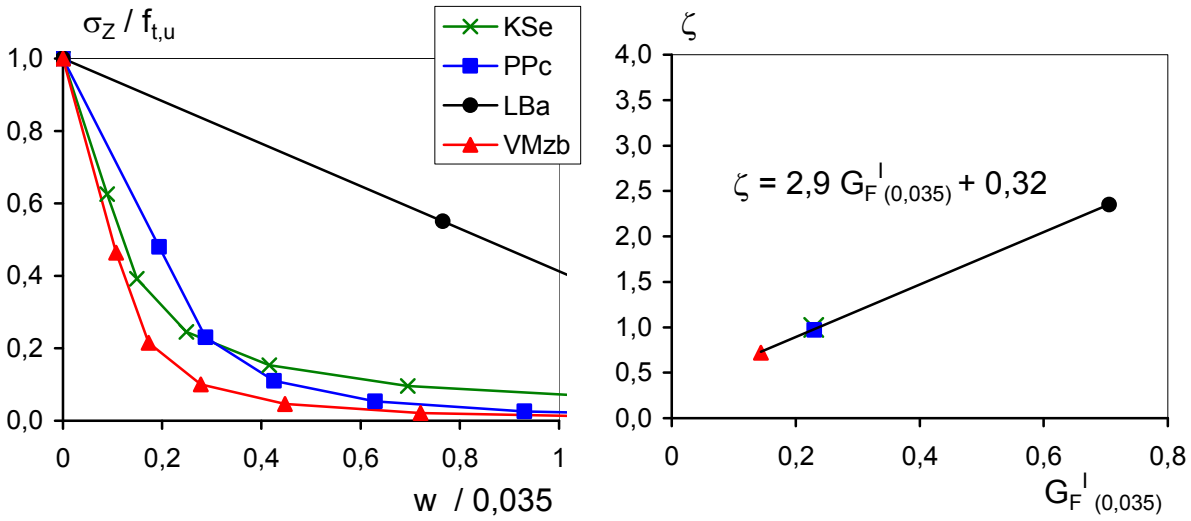


Bild 8.3: links: Spannungs-Rissöffnungskurven bezogen auf die jeweilige Steinzugfestigkeit bis zu einer Rissöffnung von w = 0,035 mm
rechts: Zusammenhang von bezogener Bruchenergie und Materialfaktor

Der Flächeninhalt unter den bezogenen Spannungs-Rissöffnungskurven bis zur Rissweite w = 0,035 mm wird im Folgenden als bezogene Bruchenergie $G_F^I{}_{(0,035)}$ bezeichnet. Bild 8.3 (rechts) zeigt einen linearen Zusammenhang von der bezogenen Bruchenergie und dem ermittelten Materialfaktor ζ für die untersuchten Stoffgesetze. Die numerisch ermittelte Mauerwerk-Biegezugfestigkeit kann somit für die untersuchten Stoffgesetze in Abhängigkeit der Wanddicke und dem Überbindemaß (geometrische Kenngrößen) sowie der Mauerstein-Zugfestigkeit und dem Materialfaktor ζ (Materialkenngrößen) berechnet werden. Dabei kann ζ aus dem Verlauf der Spannungs-Rissöffnungskurve bzw. der Bruchenergie bestimmt werden.

Die allgemeingültige Anwendung dieser Materialfaktoren für andere Mauersteine der jeweiligen Steinarten kann nicht grundsätzlich vorausgesetzt werden und ist jeweils abzusichern. Durch Vergleich der Berechnungsansätze mit früheren Biegezugversuchen kann überprüft werden, ob die Faktoren in Verwendung mit den Berechnungsansätzen auf der sicheren Seite liegen, siehe Abschnitt 8.2.3. Für Leichtbeton- und Betonsteine wurde der Faktor ζ so angepasst, dass das Kriterium für den minimalen Konvergenzwert $f_{x2,uv} / f_{t,u} < 0,5$ bei $d \rightarrow \infty$ eingehalten wird.

Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

Die experimentellen Untersuchungen zeigen i. W. zwei unterschiedliche Versagensfälle.

Bei *hohen Verbundfestigkeiten* in den Stoßfugen tritt ein schlagartiges Versagen auf. Das Mauerwerk kann als homogen angesehen werden und die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit entspricht für $f_{t,m} > f_{t,u}$ der Mauersteinzugfestigkeit (unter Vernachlässigung des Dickeneffektes) bzw. der Mauerstein-Biegezugfestigkeit an der schwächsten Stelle des Mauersteins:

$f_{fl,m} > f_{fl,u,min}$: $\quad f_{x2,vm} = f_{fl,u,min}$ (Gl. 8.5)

Bei den eigenen Untersuchungen wurde die Mauerstein-Biegezugfestigkeit im Dreipunkt-Biegeversuch unter Ansatz des maximalen Momentes in Steinmitte bestimmt. Bei Lochsteinen oder durch Risse vorgeschädigten Steinen kann das Versagen auch außerhalb des maximalen Momentes auftreten, so dass näherungsweise die „minimale Biegezugfestigkeit“ $f_{fl,u,min} = f'_{fl}$ mit dem Hebelarm bis zur Bruchstelle ermittelt werden kann. Zur Bestimmung der „tatsächlichen Zugfestigkeit“ an einer vorgegebenen Bruchebene (i. d. R. eine Stoßfugenebene) können die Ergebnisse der Biegeversuche an gekerbten Proben (bei Kenntnis der Kerbempfindlichkeit) herangezogen werden.

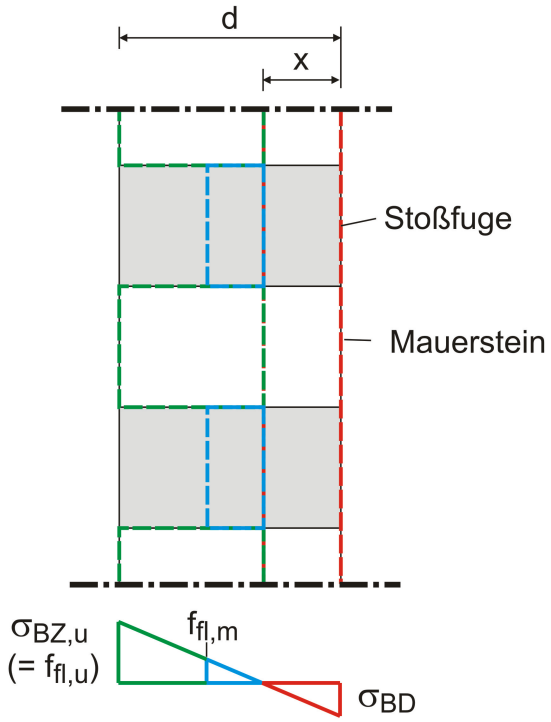
Bei Vollsteinen kann zunächst davon ausgegangen werden, dass die Mauersteine im gesamten Querschnitt die gleiche (tatsächliche) Zugfestigkeit bzw. Biegezugfestigkeit aufweisen. So ergab sich i. Allg. eine zufriedenstellende Übereinstimmung von numerischer Simulation und Versuchsergebnis sowohl bei den Biegezugversuchen an gekerbten als auch an ungekerbten Proben. Darüber hinaus trat bei den Biegezugversuchen an den ungekerbten Proben das Versagen i. d. R. an der Stelle des maximalen Biegemomentes auf. Die experimentellen Untersuchungen an den Mauerwerkwänden haben jedoch gezeigt, dass die untersuchten Vollsteine im oberflächennahen Steinrandbereich eine geringere Zugfestigkeit aufweisen. Um diesen Effekt zu berücksichtigen wird bei Vollsteinen zunächst die minimale Steinbiegezugfestigkeit $f_{fl,u,min}$ der halben (tatsächlichen) Zug- bzw. Biegezugfestigkeit $f_{fl,u}$ gleichgesetzt.

Bei *geringen Verbundfestigkeiten* in den Stoßfugen tritt zunächst ein Haftzugversagen auf. Hierdurch ist die Bruchebene entsprechend dem Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen vorgegeben, so dass die „tatsächliche“ Biegezug- bzw. Zugfestigkeit in der Berechnung angesetzt werden kann. Die Druckkraftübertragung sowie ggf. die Haftzugübertragung in der gerissenen Stoßfuge führt zu einer Reduzierung der Zugspannungen im Mauerstein im Vergleich zum Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen.

Zur Berücksichtigung des Effektes der Stoßfugenvermörtelung wird ein zu MANN [Man92], siehe Abschnitt 2, analoger Ansatz gewählt. Es wird von einer linearen Spannungs-

verteilung in Richtung Wanddicke und einer gleichmäßigen Druck- und Zugkraftübertragung im Stein- und Fugenbereich ausgegangen. Die numerischen Berechnungen haben zwar gezeigt, dass die in den Stoßfugen und Mauersteinen übertragenen Spannungen vom E-Modul der unterschiedlichen Materialien sowie auch vom Überbindemaß und der Wanddicke abhängen, eine Berechnung des Verhältniswertes ist auf Grundlage der vorliegenden Erkenntnisse jedoch nicht möglich.

Abweichend von [Man92] kann zusätzlich die Haftzugfestigkeit in der Stoßfuge (ohne Ansatz des Nachbruchverhaltens) berücksichtigt werden. Die Breite der Druckzone x kann entsprechend zu [Man92] über das Kräftegleichgewicht in der Bruchebene berechnet werden, siehe Bild 8.4 und (Gl. 8.6).



$$x = \left(\sqrt{\frac{2}{1+\alpha^2}} - 1 \right) \cdot \frac{(1+\alpha^2)}{(1-\alpha^2)} \cdot d \qquad \text{(Gl. 8.6)}$$

mit
$\alpha = f_{t,m} / f_{t,u}$ bzw. $f_{fl,m} / f_{fl,u} < 1$

Bild 8.4: Vereinfachte Annahme der Spannungsverteilung bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen, Steinversagen

Über das in den Stoßfugen und Mauersteinen übertragene Moment kann die mittlere Mauerwerk-Biegezugfestigkeit (für homogenes Material) in Abhängigkeit der Mauerstein-Biegezugfestigkeit angegeben werden:

$$f_{x2,vm} = \frac{1}{d^2} \left(\frac{2x^3}{d-x} + (d-x)^2 \cdot (1+\alpha) \right) \cdot f_{fl,u} \qquad \text{(Gl. 8.7)}$$

Aufgrund der Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung über die Steinhöhe ist bei einer zu MANN analogen Betrachtung bei unvermörtelten Stoßfugen die Mauerwerk-Biegezugspannung der halben Mauerstein-Biegezugspannung gleich zu setzen. Hieraus kann die Tragfähigkeitssteigerung als Verhältniswert der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von Mauerwerk mit vermörtelten zu der mit unvermörtelten Stoßfugen angegeben werden:

$$\frac{f_{x2,vm}}{f_{x2,uv}} = 2 \cdot \left(\frac{2\,\beta^3}{1-\beta} + (1-\beta)^2 \cdot (1+\alpha) \right) \qquad \text{(Gl. 8.8)}$$

wobei

$$\beta = \left(\sqrt{\frac{2}{1+\alpha^2}} - 1 \right) \cdot \frac{(1+\alpha^2)}{(1-\alpha^2)}$$

$\alpha = f_{t,m} / f_{t,u}$ bzw. $f_{fl,m} / f_{fl,u}$

Die grafische Auswertung von (Gl. 8.8) in Bild 8.5 zeigt, dass es sich hierbei um einen nahezu linearen Zusammenhang handelt, der über folgende Gleichung beschrieben werden kann:

$$\frac{f_{x2,vm}}{f_{x2,uv}} = 1{,}15 + 0{,}825 \cdot \frac{f_{fl,m}}{f_{fl,u}} < 2 \qquad \text{(Gl. 8.9)}$$

Wenn keine Zugspannungen in der Stoßfuge übertragbar sind, so ergibt sich nach (Gl. 8.9) entsprechend [Man92] eine Tragfähigkeitssteigerung von rd. 15 % und bei hoher Haftzugfestigkeit $f_{fl,m} = f_{fl,u}$ eine maximale Tragfähigkeitssteigerung von 100 %.

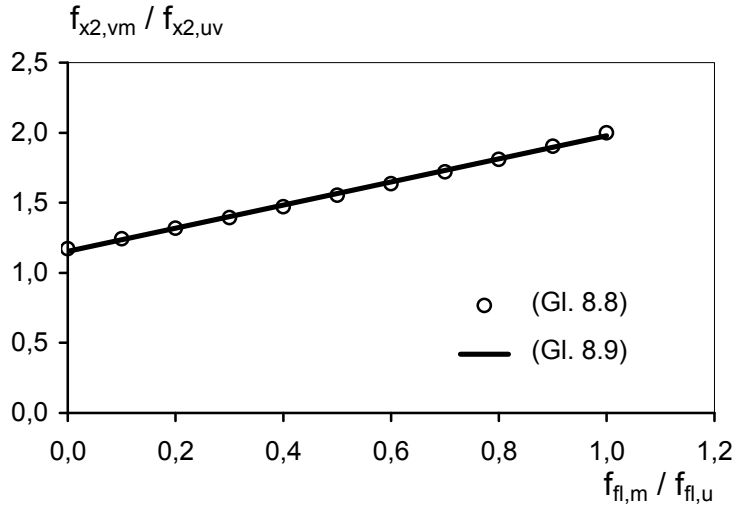


Bild 8.5: Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit des Verhältniswertes Biegehaftzugfestigkeit in der Stoßfuge und Mauerstein-Biegezugfestigkeit

Dabei ist nochmals explizit darauf hinzuweisen, dass es sich hierbei um eine Abschätzung der Tragfähigkeitserhöhung infolge der Stoßfugenvermörtelung in Anlehnung an den Ansatz von MANN [Man92] handelt und nicht um die Herleitung eines Berechnungsansatzes zur direkten Ermittlung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit mit vermörtelten Stoßfugen. So kann die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit nach (Gl. 8.9) maximal doppelt so groß sein wie bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen. Grundsätzlich sind jedoch

höhere Traglaststeigerungen z. B. bei einem sehr geringen Überbindemaß oder sprödem Materialverhalten möglich. Die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit ist mindestens so groß wie die (Biege-)Haftzugfestigkeit in der Stoßfuge und maximal so groß wie die minimale Mauerstein-Biegezugfestigkeit, so dass zusammenfassend gilt:

$f_{fl,m} < f_{fl,u,min}$: $$f_{x2,vm} = \left(1{,}15 + 0{,}825 \cdot \frac{f_{fl,m}}{f_{fl,u}}\right) \cdot f_{x2,uv} \quad \begin{matrix} \leq & f_{fl,u,min} \\ \geq & f_{fl,m} \end{matrix} \qquad \text{(Gl. 8.10)}$$

8.1.2 Fugenversagen

Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen der Rotationspunkt der sich gegeneinander verdrehenden Steine der einzelnen Steinlagen näherungsweise in der Mitte der Überbindefläche liegt. Unter Annahme einer vollständig plastifizierten Fuge mit

$$\tau_{pl} = c_0 - \sigma_N \cdot \Phi_0 \qquad \text{(Gl. 8.11)}$$

kann das Torsionsmoment mit Gleichung (Gl. 5.16) berechnet werden. Mit zunehmender Größe und zunehmendem Seitenverhältnis der Überbindefläche sowie bei einer geringen Bruchenergie sind nicht vernachlässigbare Abweichungen zwischen dem voll plastischen Ansatz und den numerisch berechneten Torsionsmomenten festzustellen, siehe Tabelle F4 und Bild 7.13. Da die Beschreibung der numerisch ermittelten komplexen Spannungszustände in der Lagerfuge durch einen analytischen Rechenansatz nicht möglich erscheint, wird für die Herleitung von Berechnungsansätzen vereinfachend von einem plastischen Moment ausgegangen, und es werden die o. g. Einflussgrößen über Abminderungsfaktoren zur Anpassung der Ergebnisse berücksichtigt. Im Folgenden erfolgt zunächst eine Vereinfachung der unhandlichen Gleichung (Gl. 5.16) und anschließend die Ermittlung der Anpassungsfaktoren.

Nach Gleichung (Gl. 5.16) kann das Torsionsmoment in der Lagerfuge bei mittigem Rotationspunkt berechnet werden zu:

$$M_T = 4 \cdot \tau_{pl} \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^3 \cdot f\left(\frac{\ddot{u}}{d}\right) \qquad \text{(Gl. 8.12)}$$

mit

$$f\left(\frac{\ddot{u}}{d}\right) = \frac{1}{3} \cdot \frac{\ddot{u}}{d} \cdot \left(\left(\frac{\ddot{u}}{d}\right)^2 + 1\right)^{0,5} + \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{\ddot{u}}{d}\right)^3 \cdot \operatorname{arcsin\,h}\left(\frac{d}{\ddot{u}}\right) + \frac{1}{6} \cdot \operatorname{arcsin\,h}\left(\frac{\ddot{u}}{d}\right) \qquad \text{(Gl. 8.13)}$$

Die Funktionszweige f (ü / d) für ü / d ≥ 1 und f (ü / d) / (ü / d)^3 für ü/d < 1 sind in Bild 8.6 für den baupraktisch üblichen Bereich ü / d = 100 mm / 490 mm ≈ 0,2 („hochwärmedämmendes Außenmauerwerk mit ü / h = 0,4“) bis ü / d = 250 mm / 70 mm ≈ 3,6 („70 mm Bauplatte mit halbsteinigem Überbindemaß“) dargestellt. Die Darstellung erfolgte aus Symmetriegründen in logarithmischer Form.

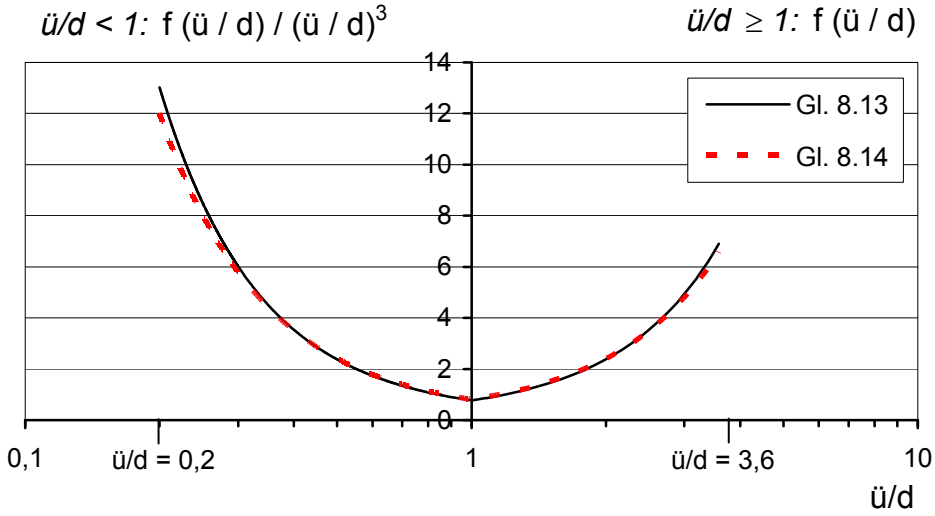


Bild 8.6: Funktion f(ü/d) für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen

Die Funktion aus (Gl. 8.13) kann analog zu (Gl. 2.6) durch folgenden Ansatz, der im Gegensatz zu (Gl. 2.12) die entsprechende Symmetrieeigenschaft zum quadratischen Querschnitt mit ü / d = 1 enthält, zufriedenstellend angenähert werden

$$f\left(\frac{ü}{d}\right) = 0{,}4 \cdot \frac{ü}{d} \cdot \left(1 + \frac{ü}{d}\right) \qquad \text{(Gl. 8.14)}$$

Die entsprechenden Funktionszweige sind ebenfalls in Bild 8.6 dargestellt.

Einsetzen von (Gl. 8.11), (Gl. 8.12) und (Gl. 8.14) in

$$f_{x2} = \frac{6 \cdot M_T}{d^2 \cdot h_u} \qquad \text{(Gl. 8.15)}$$

liefert (mit Steinhöhe $h_u = h$) nach Auflösen zunächst

$$f_{x2,uv} = \frac{6}{5} \cdot \frac{ü}{h} \cdot \left(1 + \frac{ü}{d}\right) \cdot \left(c_0 - \sigma_N \cdot \Phi_0\right) \qquad \text{(Gl. 8.16)}$$

zur Berechnung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit unter Ansatz einer vollständig plastifizierten Fuge.

Zur Berücksichtigung der o. g geometrischen Einflussgrößen auf die Spannungsverteilung und des Entfestigungsverhaltens der Adhäsion in der Lagerfuge wird c_0 in (Gl. 8.16) um einen Abminderungsfaktor φ (ü, ü/d) ergänzt, so dass sich ergibt

$$f_{x2,uv} = \frac{6}{5} \cdot \frac{ü}{h} \cdot \left(1 + \frac{ü}{d}\right) \cdot \left(c_0 \cdot \varphi(ü, ü/d) - \sigma_N \cdot \Phi_0\right) \qquad \text{(Gl. 8.17)}$$

mit

$$\varphi(ü, ü/d) = \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{ü}{500}\right) \cdot \left(0{,}9 + 0{,}2 \cdot \min\left\{\frac{ü}{d}; \frac{d}{ü}; 0{,}5\right\}\right) \qquad \text{(Gl. 8.18)}$$

Der Faktor φ (ü,ü/d) wurde auf Grundlage der numerischen Berechnungsergebnisse für das Stoffgesetz DM-0,5 ermittelt. Tabelle 8.1 zeigt einen Vergleich der numerischen Berechnungsergebnisse mit den analytischen Ergebnissen nach (Gl. 8.17).

Tabelle 8.1: Vergleich der numerisch und nach (Gl. 8.17) ermittelten Biegezugfestigkeit für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen - Fugenversagen

Stoff-gesetz	h_u	l_u	d	$f_{x2,uv}$ numerisch ü in mm				$f_{x2,uv}$ Gl. 8.17 ü in mm			
				48	98	173	248	48	98	173	248
-	mm			N/mm²							
DM-0,5	248	498	70	0,19	0,54	1,28	2,06	0,19	0,53	1,25	2,16
			115	-	0,41	-	1,59	-	0,41	-	1,56
			175	0,15	0,35	0,74	1,22	0,14	0,34	0,73	1,20
			240	-	0,31	-	1,03	-	0,30	-	1,01
			365	0,13	0,26	0,50	0,81	0,12	0,27	0,54	0,83

Die Ergebnisse für DM-1,0 und NM-0,25 wurden nicht berücksichtigt, da, wie bereits in Abschnitt 7 angeführt, das in den experimentellen Untersuchungen beobachtete nicht-lineare Materialverhalten des Normalmörtels bis zur Maximallast (siehe Abschnitt 5) in der numerischen Simulation nicht abgebildet werden konnte und die Bruchenergie beim Dünnbettmörtel DM-1,0 nicht der höheren Verbundfestigkeit angepasst wurde. Dies bedeutet jedoch auch, dass der Abminderungsfaktor auf der Grundlage lediglich eines Stoffgesetzes ermittelt wurde. Ggf. ist ein weiterer Faktor zur Berücksichtigung der Sprödigkeit der Mörtelfuge erforderlich. Dies wird in Abschnitt 8.2.3 durch einen Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen überprüft.

Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

Die experimentellen und die numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass sich der Drehpunkt bei einer vermörtelten Stoßfuge in Richtung Wanddicke zur Biegedruckseite verschiebt, wobei dieser weiterhin in der Mitte der Überbindelänge liegt. Sowohl die Verschiebung des Rotationspunktes als auch die Kraftübertragung in der Stoßfuge führen zu einer Erhöhung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit.

Im Folgenden erfolgt zunächst eine Herleitung zur Berechnung des über die Lagefuge und die Stoßfuge übertragbaren Gesamtmomentes

$$M = M_T + M_{SF} \qquad \text{(Gl. 8.19)}$$

in Abhängigkeit der Lage des Rotationspunktes, siehe Bild 8.7.

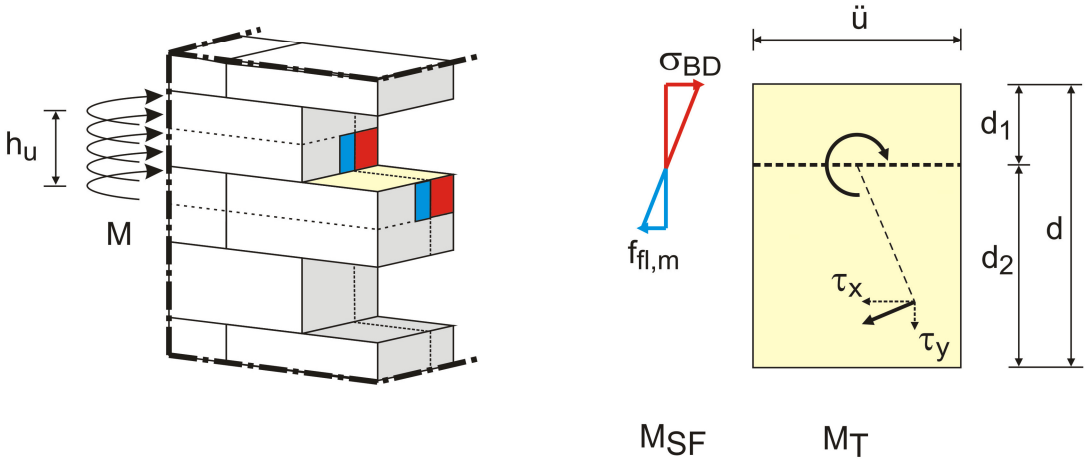


Bild 8.7: Vereinfachte Annahme der Spannungsverteilung bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen, Fugenversagen

Nach (Gl. 5.16) kann das Torsionsmoment in der Lagerfuge berechnet werden zu:

$$M_T = 2 \cdot \tau_{pl} \cdot d_1^3 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\ddot{u}}{2} \cdot \left(\frac{\left(\frac{\ddot{u}}{2}\right)^2}{d_1^2} + 1 \right)^{0,5} + \frac{1}{6} \cdot \frac{\left(\frac{\ddot{u}}{2}\right)^3}{d_1^3} \cdot \operatorname{arcsinh}\left(\frac{d_1}{\frac{\ddot{u}}{2}} \right) + \frac{1}{6} \cdot \operatorname{arcsinh}\left(\frac{\frac{\ddot{u}}{2}}{d_1} \right) \right]$$
$$+ 2 \cdot \tau_{pl} \cdot d_2^3 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\ddot{u}}{2} \cdot \left(\frac{\left(\frac{\ddot{u}}{2}\right)^2}{d_2^2} + 1 \right)^{0,5} + \frac{1}{6} \cdot \frac{\left(\frac{\ddot{u}}{2}\right)^3}{d_2^3} \cdot \operatorname{arcsinh}\left(\frac{d_2}{\frac{\ddot{u}}{2}} \right) + \frac{1}{6} \cdot \operatorname{arcsinh}\left(\frac{\frac{\ddot{u}}{2}}{d_2} \right) \right] \qquad \text{(Gl. 8.20)}$$

Die Verschiebung des Rotationspunktes führt zu einer resultierenden Horizontalkraft in Wandlängsrichtung $F_{x,}$ die durch Integration der entsprechenden Schubspannungsanteile über die Überbindefläche ermittelt werden kann:

$$F_x = \iint_A \tau_x \, dx \, dy \qquad \text{(Gl. 8.21)}$$

$$= 2 \cdot \tau_{pl} \cdot \left[\int_0^{\ddot{u}/2} \int_0^{d_1} \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2}} \, dx \, dy - \int_0^{\ddot{u}/2} \int_0^{d_2} \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2}} \, dx \, dy \right]$$

$$= \tau_{pl} \cdot \left[\frac{\ddot{u}}{2} \cdot \left(\sqrt{d_1^2 + \left(\frac{\ddot{u}}{2}\right)^2} - \sqrt{d_2^2 + \left(\frac{\ddot{u}}{2}\right)^2} \right) + d_1^2 \cdot \ln \left(\frac{\frac{\ddot{u}}{2} + \sqrt{d_1^2 + \left(\frac{\ddot{u}}{2}\right)^2}}{d_1} \right) - d_2^2 \cdot \ln \left(\frac{\frac{\ddot{u}}{2} + \sqrt{d_2^2 + \left(\frac{\ddot{u}}{2}\right)^2}}{d_2} \right) \right]$$

Unter der Annahme einer linearen Spannungsverteilung über die Wanddicke in der Stoßfuge (bis zur Haftzugfestigkeit, das Nachbruchverhalten wird vereinfachend nicht berücksichtigt) gilt für das Moment in der Stoßfuge

$$M_{SF} = \frac{1}{3} \cdot d_1^2 \cdot h \cdot \left(\sigma_{BD} + \frac{f_{fl,m}^3}{\sigma_{BD}^2} \right) \qquad \text{(Gl. 8.22)}$$

Aus der Bedingung, dass die Summe der Horizontalkräfte in der Schnittfläche gleich Null ist, ergibt sich

$$\frac{1}{2} \cdot d_1 \cdot h \cdot \left(\sigma_{BD} - \frac{f_{fl,m}^2}{\sigma_{BD}} \right) + F_x = 0 \,, \qquad \text{(Gl. 8.23)}$$

so dass die Biegedruckspannung σ_{BD} am Mauerwerkrand durch Einsetzen von (Gl. 8.21) in (Gl. 8.23) berechnet werden kann. Mit (Gl. 8.22) kann hieraus der Momentanteil der Stoßfuge ermittelt werden.

In Bild 8.8 sind beispielhaft die auf das plastische Moment bei unvermörtelten Stoßfugen nach (Gl. 8.12) bezogenen Momentanteile für unterschiedliche Wanddicken und für die Verhältniswerte von Haftzugfestigkeit zu Scherfestigkeit $f_{fl,m} / \tau_{pl} = 0$ bzw. $f_{fl,m} / \tau_{pl} = 0{,}5$ dargestellt.

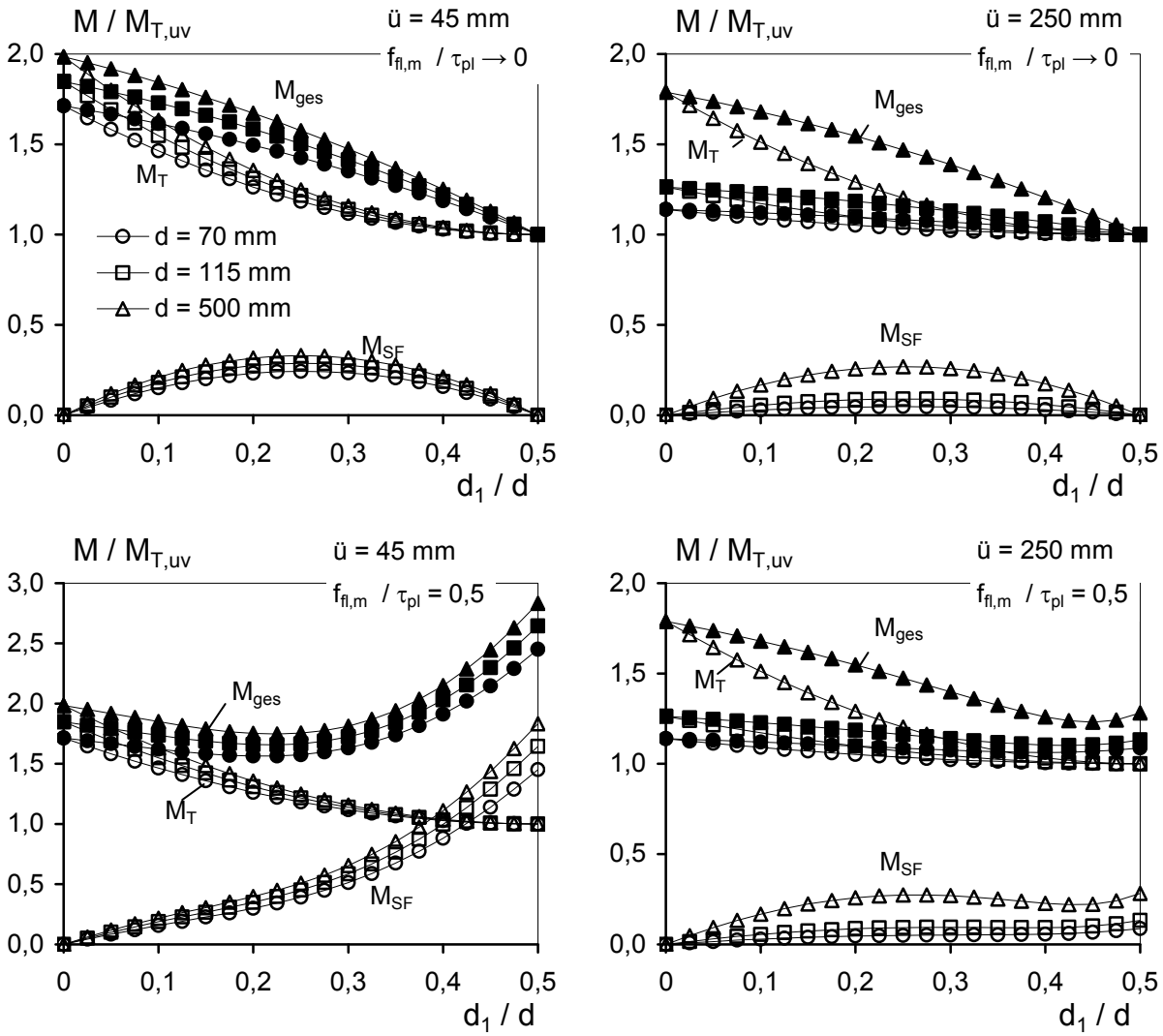


Bild 8.8: Momentanteile in der Stoß- und Lagerfuge bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit der Lage des Rotationspunktes, dem Überbindemaß, der Wanddicke und verschiedenen Haftzugfestigkeitswerten bezogen auf das plastische Torsionsmoment in der Lagerfuge bei unvermörtelten Stoßfugen

Für $f_{fl,m} / \tau_{pl} = 0$ stellt sich das maximale übertragbare Gesamtmoment für beide Überbindemaße bei Verschiebung des Drehpunktes zum Steinrand ein. Dies gilt auch für $f_{fl,m} / \tau_{pl} = 0{,}5$ bei einem Überbindemaß von 250 mm.

Für ü = 45 mm ist das übertragbare Gesamtmoment aufgrund der Zugkraftübertragung in der Stoßfuge maximal, wenn der Drehpunkt in der Mitte der Überbindefläche liegt. Die Voraussetzungen hierfür, nämlich eine voll plastifizierte Lagerfuge und keine Rissbildung in der Stoßfuge, sind mit hoher Wahrscheinlichkeit jedoch nicht gegeben, so dass von einer Verschiebung des Drehpunktes auszugehen ist. Bei Lage des Drehpunktes im äußeren Viertel der Wandbreite ist das übertragbare Gesamtmoment näherungsweise konstant. Für die analytische Berechnung wird daher vereinfachend für alle Überbindemaße davon ausgegangen, dass sich das maximale Moment bei Verschiebung

des Drehpunktes zum Steinrand einstellt. Dies bedeutet, dass der Traganteil der Stoßfuge vernachlässigt werden kann.

Nach (Gl. 5.16) kann das Torsionsmoment in der Lagerfuge bei einer Verschiebung des Drehpunktes zum Steinrand berechnet werden zu:

$$M_T = 2 \cdot \tau_{pl} \cdot d^3 \cdot f\left(\frac{ü}{d}\right) \qquad \text{(Gl. 8.24)}$$

mit

$$f\left(\frac{ü}{d}\right) = \frac{1}{3} \cdot \frac{ü}{2 \cdot d} \cdot \left(\left(\frac{ü}{2 \cdot d}\right)^2 + 1\right)^{0,5} + \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{ü}{2 \cdot d}\right)^3 \cdot \operatorname{arcsinh}\left(\frac{2 \cdot d}{ü}\right) + \frac{1}{6} \cdot \operatorname{arcsinh}\left(\frac{ü}{2 \cdot d}\right) \qquad \text{(Gl. 8.25)}$$

Analog zu Bild 8.6 sind die Funktionszweige f (ü / d) für ü / d ≥ 1 und f (ü / d) / (ü / d)^3 für ü/d < 1 in Bild 8.9 für den baupraktisch relevanten Bereich in logarithmischer Form dargestellt.

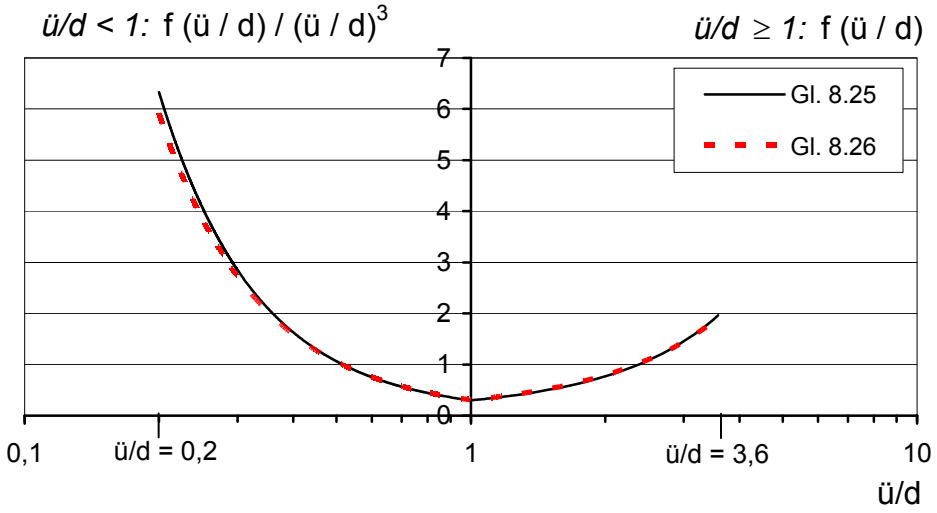


Bild 8.9: Funktion f (ü/d) für Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen

Die Funktion aus (Gl. 8.25) kann durch folgenden Ansatz zufriedenstellend angenähert werden.

$$f\left(\frac{ü}{d}\right) = \frac{1}{4} \cdot 0{,}35 \cdot \frac{ü}{d} \cdot \left(2{,}5 + \frac{ü}{d}\right) \qquad \text{(Gl. 8.26)}$$

Die entsprechenden Funktionszweige sind in Bild 8.9 ebenfalls dargestellt.

Einsetzen von (Gl. 8.11), (Gl. 8.24) und (Gl. 8.26) in

$$f_{x2} = \frac{M_T}{\frac{d^2 \cdot h_u}{6}} \qquad \text{(Gl. 8.27)}$$

liefert (mit Steinhöhe $h_u = h$) nach Auflösen zunächst

$$f_{x2,vm} = \frac{21}{20} \cdot \frac{ü}{h} \cdot \left(2{,}5 + \frac{ü}{d}\right) \cdot \left(c_0 - \sigma_N \cdot \phi_0\right) \qquad \text{(Gl. 8.28)}$$

zur Berechnung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit unter Ansatz einer vollständig plastifizierten Fuge bei Verschiebung des Drehpunktes zum Steinrand.

Die Traglaststeigerung α_1 infolge der Verschiebung des Drehpunktes zum Steinrand kann aus dem Verhältnis von (Gl. 8.28) zu (Gl. 8.16) abgeleitet werden:

$$\alpha_1 = \frac{7}{8} \cdot \frac{\left(2{,}5 + \frac{ü}{d}\right)}{\left(1 + \frac{ü}{d}\right)} \qquad \text{(Gl. 8.29)}$$

Der funktionale Zusammenhang ist in Bild 8.10 (links) dargestellt.

Bei den experimentellen Untersuchungen, siehe Abschnitt 6, wurde festgestellt, dass mit zunehmendem Überbindemaß die Verschiebung des Drehpunktes zum Steinrand kleiner wird, wodurch der Ansatz des Faktors α_1 zu günstig ist. Bei den punktuell durchgeführten numerischen Berechnungen in der Parameterstudie war dies nicht direkt feststellbar, vgl. Bild 7.15. Dennoch zeigen auch die numerischen Berechnungen, siehe Tabelle F4, eine geringere Tragfähigkeitssteigerung mit zunehmendem Überbindemaß. Der Traglasterhöhungsfaktor α_1 wird daher nur für Überbindemaß ü / d < 0,5 angesetzt. Für ü / d > 2 wird der Faktor α_1 nicht in Ansatz gebracht. Zwischenwerte werden interpoliert, woraus sich der in Bild 8.10 (rechts) dargestellte Abminderungsfaktor κ in Form der gestrichelten Linie ergibt.

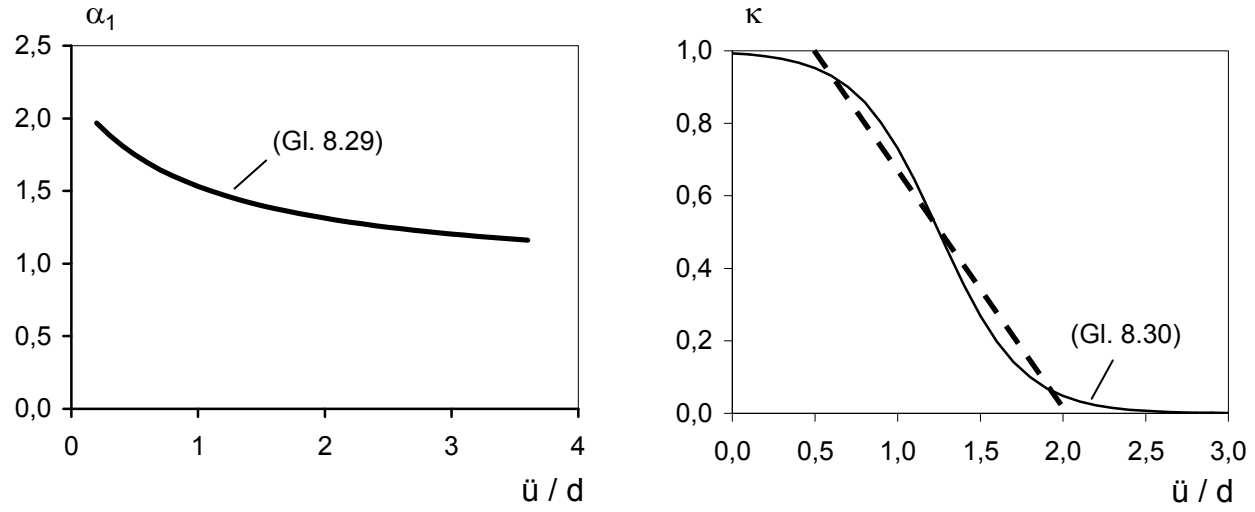


Bild 8.10: Traglaststeigerung α_1 und Abminderungsfaktor κ in Abhängigkeit des Seitenverhältnisses der Überbindefläche ü/d

Um den Faktor κ durch eine stetige mathematische Funktion, die zudem plausible Grenzwerte liefert, zu beschreiben, wird zunächst der funktionale Zusammenhang

$$\kappa = 0{,}5 + 0{,}5 \cdot \tanh\left(-2 \cdot \left(\frac{\ddot{u}}{d} - 1{,}25\right)\right) \qquad \text{(Gl. 8.30)}$$

gewählt. Werden (Gl. 8.29) und (Gl. 8.30) geeignet, in der Form $\alpha_2 = 1 + (\alpha_1 - 1) \cdot \kappa$ kombiniert, ergibt sich hieraus die Traglasterhöhung infolge der Verschiebung des Rotationspunktes bei vermörtelter Stoßfuge zu

$$\alpha_2 = 1 + \left(\frac{7}{8} \cdot \frac{\left(2{,}5 + \frac{\ddot{u}}{d}\right)}{\left(1 + \frac{\ddot{u}}{d}\right)} - 1\right) \cdot \left(0{,}5 + 0{,}5 \cdot \tanh\left(-2 \cdot \left(\frac{\ddot{u}}{d} - 1{,}25\right)\right)\right) \qquad \text{(Gl. 8.31)}$$

Bild 8.11 zeigt den funktionalen Zusammenhang von Gleichung (Gl.8.31).

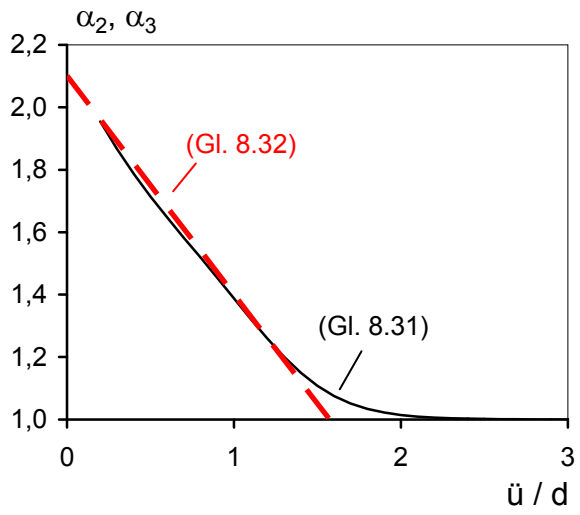


Bild 8.11: Traglasterhöhung α_2 und α_3 in Abhängigkeit des Seitenverhältnisses der Überbindefläche ü/d

Dieser kann vereinfachend wiederum durch einen linearen Zusammenhang (rote Linie in Bild 8.11) beschrieben werden:

$$\alpha_3 = \max\left(2{,}1 - 0{,}7\frac{ü}{d}; 1\right) \qquad \text{(Gl. 8.32)}$$

mit dem die Traglaststeigerung infolge der Verschiebung des Drehpunktes zum Steinrand bei vermörtelten Stoßfugen in Abhängigkeit des auf die Wanddicke bezogenen Überbindemaßes rechnerisch berücksichtigt werden kann.

Zur Berücksichtigung des Entfestigungsverhaltens in Abhängigkeit der Geometrie der Überbindefläche ist entsprechend (Gl. 8.18) auch der Faktor φ (ü, ü/d) anzusetzen. Infolge der Verschiebung des Rotationspunktes hat beim Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen die Wanddicke einen größeren Einfluss auf die Spannungsverteilung in der Lagerfuge als bei unvermörtelten Stoßfugen. Hierzu wird analog zum Überbindemaß eine Abminderung berücksichtigt, woraus folgende Gleichung zur Berechnung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit mit vermörtelten Stoßfugen im Fall von Fugenversagen resultiert:

$$f_{x2,vm} = f_{x2,uv} \cdot \max\left(2{,}1 - 0{,}7\frac{ü}{d}; 1\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{d}{500}\right) \quad \begin{matrix} \geq f_{x2,uv} \\ \geq f_{fl,m} \end{matrix} \qquad \text{(Gl. 8.33)}$$

Eine zusammenfassende Übersicht der hergeleiteten Berechnungsansätze ist in Anhang G enthalten. Im folgenden Abschnitt werden die Berechnungsansätze anhand von Versuchsergebnissen validiert.

8.2 Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen und bisherigen Bemessungsansätzen

8.2.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die hergeleiteten Berechnungsansätze mit den experimentellen Ergebnissen der eigenen Versuche (Abschnitt 8.2.2) und mit früheren Untersuchungsergebnissen (Abschnitt 8.2.3), die bereits in [Sch04] zusammenfassend ausgewertet wurden, verglichen. Abschließend erfolgt ein Vergleich der Berechnungsansätze mit den Bemessungsansätzen aus DIN EN 1996-1-1/NA.

8.2.2 Vergleich mit eigenen Versuchsergebnissen

In den Tabellen G1 und G2 (Anhang G) sind die Ergebnisse der einzelnen Versuchsserien, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden, unter Angabe des Versagensfalls den Ergebnissen der hergeleiteten Berechnungsansätze gegenübergestellt. Die Eingangsgrößen für die Berechnungsgleichungen wurden entweder in den experimentellen Untersuchungen bestimmt oder aus anderen Untersuchungen abgeleitet und sind ebenfalls in den Tabellen G1 und G2 (Anhang G) angegeben sowie in den entsprechenden Fußnoten erläutert.

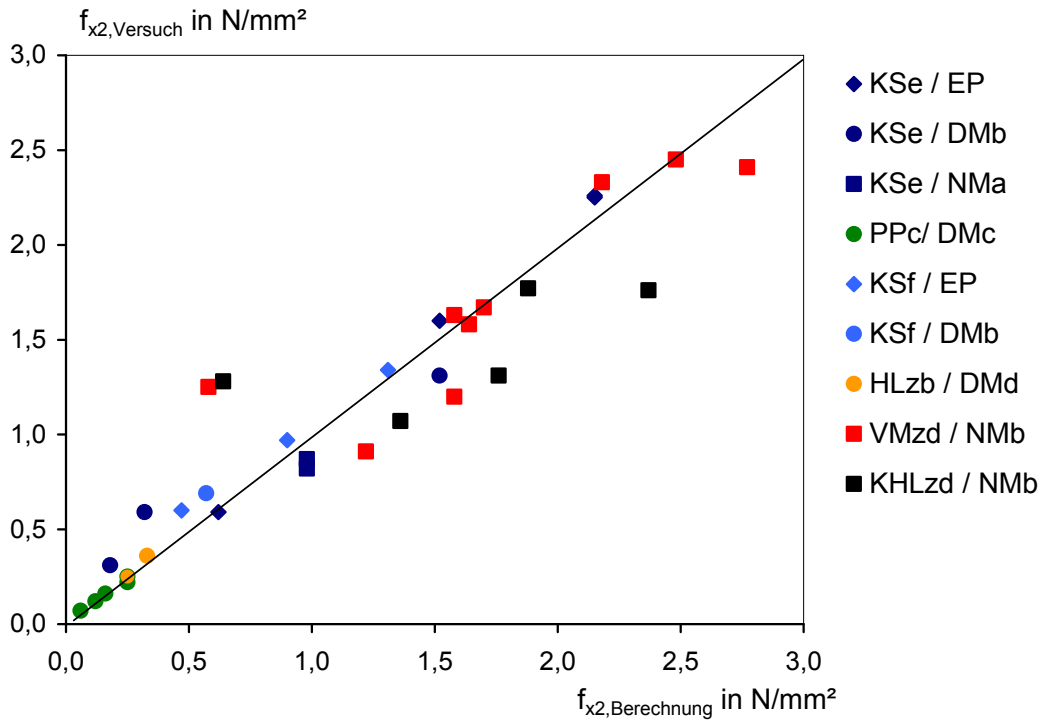


Bild 8.12: Vergleich der rechnerisch und experimentell ermittelten Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen, eigene Versuche

Der Vergleich von Versuchs- und Berechnungsergebnis, der in Bild 8.12 grafisch dargestellt ist, zeigt, dass i. Allg. eine sehr gute Übereinstimmung erzielt werden konnte. Dies gilt auch in Bezug auf den maßgebenden Versagensfall. In den Tabellen G1 und G2 (Anhang G) ist der im Versuch beobachtete Versagensfall grau hinterlegt und der rechnerisch maßgebende Versagensfall fett gedruckt.

Bei dem Mauerwerk aus den ***Vollsteinen KSe und PPc*** liegt insbesondere im Fall von Steinversagen mit einer maximalen Abweichung von rd. 15 % eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis vor.

Bei den Wänden mit Fugenversagen werden die Versuchsergebnisse beim Normalmörtel durch die Berechnungsansätze überschätzt, wobei die berechneten Werte noch annähernd in der Streubreite der Versuchsergebnisse liegen. Beim Dünnbettmörtel liegen die Berechnungsergebnisse deutlich unter den Versuchswerten. Beim Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen resultiert dies vermutlich aus einer unplanmäßigen Druckkraftübertragung in den Stoßfugen, siehe Abschnitt 6.5.1. Beim Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen wurde bei der Herleitung der Berechnungsansätze davon ausgegangen, dass der Rotationspunkt am Wandrand liegt und hierdurch die Kraftübertragung in der Stoßfuge vernachlässigbar ist. Bild 8.8 (links unten) zeigt jedoch, dass bei dem für die Berechnungsansätze ausgeschlossenen Fall einer Zugkraftübertragung in der Stoßfuge bei voll plastifizierter Lagerfuge höhere Momente übertragen werden können.

Der Vergleich der Versuchs- und Berechnungsergebnisse zeigt für die ***Lochsteine KSf und HLzb*** sowohl in Bezug auf die Versagensfälle als auch auf die Festigkeitswerte mit einer maximalen Unterschätzung der Versuchsergebnisse von rd. 20 % (KSf / EP, ü = 60 mm, uv) eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Bei den Versuchen am Mauerwerk aus den ***Vormauerziegel VMzc und KHLzd*** wird die Tragfähigkeitssteigerung infolge der Stoßfugenvermörtelung unter Berücksichtigung der Streuung der Versuchsergebnisse zufriedenstellend abgebildet. Bei dem Überbindemaß ü = 45 mm wird die Tragfähigkeit mit den Berechnungsansätzen deutlich unterschätzt. In Abschnitt 6 wurde hierfür bereits als mögliche Ursache angeführt, dass die Verzahnung des Mörtels infolge nicht paralleler Oberflächen sowie die ansonsten vernachlässigte Zugkraftübertragung des Mörtels selbst zu einer Tragfähigkeitssteigerung führt, die sich insbesondere beim kleinformatigen Mauerwerk und kurzen Überbindemaßen überproportional auswirkt.

Insgesamt können für beide Mauerwerkarten aus ***Vormauerziegel VMzc und KHLzd bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung*** gute Übereinstimmungen von Versuchs- und Berechnungsergebnissen erzielt werden. Dabei wird die Tragfähigkeit der

Vergleichsversuche ohne Auflast bei den Vollziegeln im Gegensatz zu den im vorherigen Abschnitt beschriebenen Versuchen rechnerisch überschätzt. Mögliche Ursachen für die unterschiedlichen Ergebnisse der beiden Versuchsserien ohne Auflast wurden bereits in Abschnitt 6.6 angeführt.

Bei beiden Mauerwerkarten ist für die jeweils höchste untersuchte Auflaststufe die experimentell ermittelte Mauerwerk-Biegezugfestigkeit kleiner als die berechnete Mauerwerk-Biegezugfestigkeit. In beiden Fällen ist im Versuch Steinversagen aufgetreten. Es wird vermutet, dass die maßgebende Mauerstein-Biegezugfestigkeit infolge der Streuung der Materialkenngrößen innerhalb der Mauerwerkwände (ggf. durch Brennrisse) geringer ist als die rechnerisch angesetzte „tatsächliche“ Mauerstein-Biegezugfestigkeit. Dabei ist auch zu berücksichtigen, dass bei beiden Versuchsserien jeweils nur eine Mauerwerkwerkwand mit der entsprechenden Auflast geprüft wurde.

Für Fugenversagen kann mit (Gl. 8.33) und (Gl. 8.17) auch die Resttragfähigkeit der Mauerwerkwände (reine Gleitreibung) berechnet werden. Dabei wird die Haftscherfestigkeit zu $c_0 = 0$ gewählt und anstelle des Haftreibungsbeiwertes der Gleitreibungsbeiwert angesetzt. Für das Restmoment (Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen) gilt:

$$M_{res} = -d^2 \cdot h_{mw} \cdot \left[\frac{1}{5} \cdot \frac{\ddot{u}}{h_u} \cdot \left(1 + \frac{\ddot{u}}{d}\right) \cdot \max\left(\max\left(2{,}1 - 0{,}7\frac{\ddot{u}}{d}; 1\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{d}{500}\right); 1\right) \right] \cdot \sigma_N \cdot \Phi_R \quad \text{(Gl. 8.34)}$$

In Bild 8.13 ist (Gl. 8.34) für die untersuchte Wandgeometrie (d = 115 mm, h_{mw} = 486 mm, h_u = 71 mm und ü = 115 mm) und für die in den Torsionsversuchen bei σ_N = -0,2 N/mm² ermittelten Restreibungskoeffizienten Φ_R = 1,25 (VMzc / NMb) bzw. Φ_R = 1,6 (KHLzd / NMb) dargestellt, vgl. auch Tabelle D7.

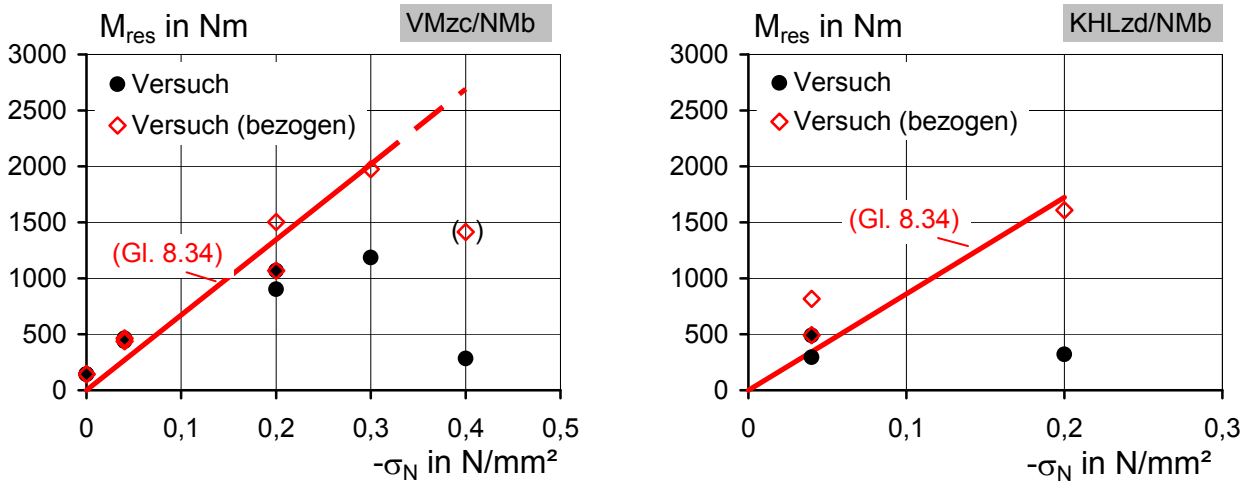


Bild 8.13: Restmoment in Abhängigkeit der Auflast, Vergleich von Versuch und (Gl. 8.34) links: VMzc / NMb, rechts: KHLzd / NMb

Die experimentell ermittelten Restreibungsmomente aus Tabelle 6.13 sind ebenfalls in Bild 8.13 dargestellt. Um die Versuchs- und Berechnungsergebnisse miteinander vergleichen zu können, wurden die experimentell ermittelten Restmomente der Prüfkörper mit Mischversagen über die Anzahl der gerissenen Lagerfugen auf ein reines Fugenversagen („bezogen“) hochgerechnet. Hierdurch kann eine zufriedenstellende Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis erzielt werden. Dabei ist zum einen zu berücksichtigen, dass bei den jeweils höchsten geprüften Auflaststufen vorwiegend Steinversagen aufgetreten ist und dadurch die Umrechnung auf reines Fugenversagen fehleranfälliger ist. Zum anderen zeigten die Torsionsversuche bei kleineren Auflasten zunehmende Restreibungsbeiwerte. Daher wurde ggf. für die Nachrechnung der Wandversuche mit $-\sigma_N < 0{,}2$ N/mm² der Restreibungsbeiwert zu gering angesetzt, wodurch die teilweise rechnerische Unterschätzung der Versuchswerte insbesondere bei der Versuchsserie KHLzd / NMb erklärt werden kann.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit den Berechnungsansätzen eine zutreffende Beschreibung der Versuchsergebnisse sowohl in Bezug auf die Biegezugfestigkeit für die unterschiedlichen Stein- / Mörtelarten als auch in Bezug auf das Resttragmoment bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung möglich ist.

8.2.3 Vergleich mit früheren Versuchsergebnissen

Für den Vergleich der Berechnungsansätze mit früheren Versuchsergebnissen wird auf die bereits in [Sch04] veröffentlichte Datenbank der vorliegenden Mauerwerkversuche zurückgegriffen, siehe Tabellen G3 bis G10. Die Tabellen wurden um die erforderlichen Kennwerte Steinmaße, Überbindemaß und Mörtelgruppe erweitert. Darüber hinaus sind die Quellen der einzelnen Versuchsergebnisse sowie eine lfd. Nr. angegeben.

Im Allgemeinen wurden bei den früheren Untersuchungen die erforderlichen Materialkennwerte als Eingangsgrößen für die hergeleiteten Berechnungsansätze nicht oder nicht zutreffend bzw. einheitlich ermittelt. Daher wird zunächst ein Bezug zu normativen Kenngrößen hergestellt, die ersatzweise in den Berechnungsansätzen verwendet werden. Es ist nachvollziehbar, dass hierdurch mit größeren Unterschieden zwischen Berechnungs- und Versuchsergebnis zu rechnen ist. Die Herleitung der Eingangsgrößen in die Berechnungsgleichungen ist in Anhang G ausführlich dargestellt.

In den Tabellen G3 bis G10 sind die Ergebnisse nach den Berechnungsansätzen unter Verwendung dieser Eingangsgrößen im Vergleich zu den Versuchergebnissen dargestellt. Bei den Berechnungsergebnissen ist die maßgebende Biegezugfestigkeit fett gedruckt, der Versagensfall im Versuch ist grau hinterlegt. Der Vergleich von Versuchs- und

Berechnungsergebnis erfolgt mit der rechnerisch maßgebenden Biegezugfestigkeit unabhängig vom Versagensfall im Versuch, da dieser nicht immer eindeutig identifiziert werden kann. Die Besonderheiten bei den einzelnen Versuchsserien bzw. Abweichungen zwischen den rechnerisch und experimentell ermittelten maßgebenden Versagensfällen sind in der Diskussion der Einzelergebnisse in Anhang G erläutert.

Für eine zusammenfassende Bewertung wurde die Unterschreitung des Verhältniswertes von berechneter und experimentell bestimmter Biegezugfestigkeit als Summenkurve (unter Ausschluss der im Anhang aufgeführten Versuchsserien) grafisch ausgewertet. In Bild 8.14 ist zu erkennen, dass in rd. 60% der Fälle die Tragfähigkeit unterschätzt und in 40 % der Fälle überschätzt wird. Dabei ist die Kurvensteigung zwischen rd. 25 % und 125 % (x-Achse) annähernd linear und damit gleichbedeutend mit einer annähernd gleichmäßigen Häufigkeitsverteilung in diesem Bereich. Es ist davon auszugehen und anhand der oben beschriebenen Auswertungen auch punktuell belegbar, dass bei Ansatz der tatsächlichen Stoffkenngrößen eine bessere Übereinstimmung und eine engere Häufigkeitsverteilung erzielt werden könnte. Da jedoch weder die zutreffende (Biege-) Zugfestigkeit noch Verbundfestigkeit vorliegt, wurden bei der Nachrechnung der Versuchsergebnisse als Eingangsgrößen vereinfachend die mittlere (Mindest-) Steindruckfestigkeit und die mittlere (Mindest-)Haftscherfestigkeit angesetzt (siehe Anhang G). Der Ansatz der experimentell ermittelten Steindruckfestigkeit hat durch die enge Abstufung der Festigkeitsklassen keinen maßgebenden Einfluss auf die Ergebnisse.

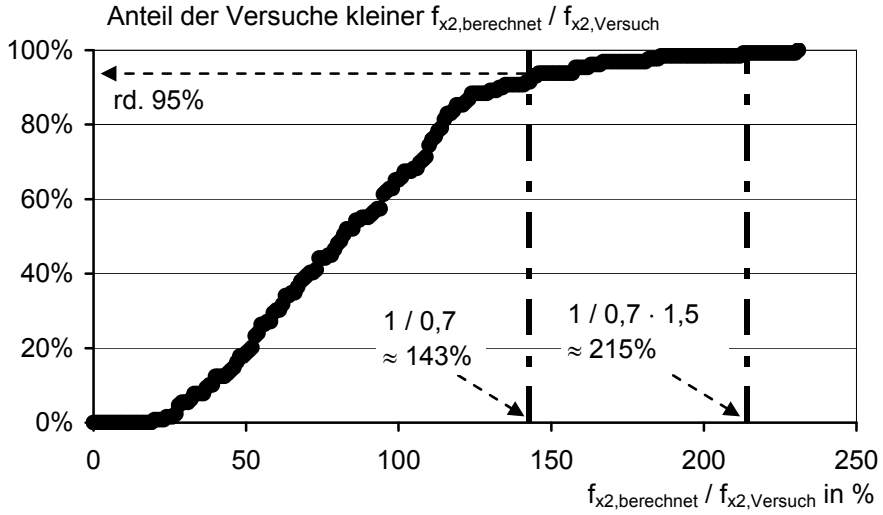


Bild 8.14: Häufigkeitsverteilung für die Versuche kleiner $f_{x2,berechnet}$ / $f_{x2,Versuch}$

Bei der Bemessung sind entsprechend der u. a. auch in DIN 1053-100, DIN 1053-13 und DIN EN 1996-1-1/NA verankerten Sicherheitsphilosophie anstelle von mittleren Stoffkenngrößen die charakteristischen Werte anzusetzen. Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, entweder die Eingangsgrößen in den Berechnungsgleichungen abzumindern (z. B. analog DIN 1053-100 oder DIN 1053-13), oder die Biegezugfestigkeit als Baustoffkenngröße für

das Mauerwerk (z. B. gemäß DIN EN 1052-2 für DIN EN 1996-1-1). Für die Verbundfestigkeit und die Steinzugfestigkeit besteht zunächst ein linearer Einfluss auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit, so dass eine pauschale Abminderung das gleiche Ergebnis liefert wie eine Abminderung der Einzelwerte. Ist jedoch eine Auflast vorhanden oder sind wie im Fall von Steinversagen bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen zwei Stoffkenngrößen zu berücksichtigen, liefern die Ansätze unterschiedliche Ergebnisse. Um nicht die unterschiedlichen Streuungen der einzelnen Stoffkenngrößen Steindruckfestigkeit, Haftscherfestigkeit und Haftzugfestigkeit unterscheiden zu müssen, wird im Folgenden eine pauschale Abminderung mit dem Faktor 0,7 (in Anlehnung an DIN EN 1052-2 bzw. den Faktor zwischen charakteristischer Haftscherfestigkeit und Mindesthaftscherfestigkeit nach DIN 1053-13) vorgenommen. Die charakteristische Biegezugfestigkeit wird somit durch Multiplikation der rechnerisch ermittelten Biegezugfestigkeit, die unter Ansatz der mittleren Mindest-Steindruckfestigkeit bzw. der mittleren Mindest-Haftscherfestigkeit, die derzeit mit dem Kalksand-Referenzstein nachzuweisen ist, berechnet wird, mit dem Faktor 0,7 bestimmt. Die mittlere Haftzugfestigkeit wird zu 50 % der Mindest-Haftscherfestigkeit angesetzt.

Erfolgt eine pauschale Abminderung der rechnerischen mittleren Biegezugfestigkeit mit dem Faktor 0,7, ist aus Bild 8.14 ersichtlich, dass nur rd. 5 % der Versuchsergebnisse durch die Berechnungsansätze überschätzt werden. Vereinfacht kann dies als 5%-Quantilwert und damit als charakteristische Biegezugfestigkeit angesehen werden. Bei Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes von 1,5 werden auch die größeren Tragfähigkeitsüberschätzungen (mit Ausnahme der lfd. Nr. 42) abgedeckt.

Zusammenfassend zeigt der Vergleich der Versuchs- und Berechnungsergebnisse in der Gesamtheit aller vorliegenden Untersuchungen eine zufriedenstellende Übereinstimmung, auch wenn insbesondere für Fugenversagen teilweise deutliche Festigkeitsreserven vorhanden sind. Dabei ist in Bezug auf die Qualität der Übereinstimmung von Berechnungs- und Versuchsergebnis auch eine Abhängigkeit von der Stein-Mörtel-Kombination erkennbar. Durch eine Anpassung und weitere Differenzierung der Eingangskenngrößen kann eine noch bessere Übereinstimmung erzielt werden.

Abschließend ist anzumerken, dass die Berechnungsansätze von einer gleichmäßigen Spannungsverteilung über die Wandhöhe ausgehen. Bei früheren Biegezugversuchen wurden in den oberen und unteren Steinlagen entsprechend der normativen Vorgaben jeweils ganze Mauersteine angeordnet. Hierdurch unterliegen die jeweils äußeren Lagerfugen sowie die jeweils zweite Steinlage einer erhöhten Beanspruchung. Da zumindest am Wandfuß in der Praxis i. Allg. eine Mörtelfuge vorhanden ist, wird die teilweise Überschätzung der Tragfähigkeit durch die Berechnungsansätze weiter relativiert.

8.2.4 Vergleich mit bisherigen Bemessungsansätzen

In den Bildern G1 bis G3 ist die charakteristische Biegezugfestigkeit $f_{x2,k}$, die unter Ansatz des Faktors 0,7 mit den Berechnungsansätzen aus Anhang G sowie den entsprechenden Eingangsgrößen in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeit und der Mindesthaftscherfestigkeit ermittelt wurde, im Vergleich zu der jeweils nach DIN EN 1996-1-1/NA ansetzbaren charakteristischen Biegezugfestigkeit dargestellt.

Bild G1 a) bis d) zeigt die auf die Mindesthaftscherfestigkeit f_{v0} (Nachweiswert im Rahmen der Eignungsprüfung nach DIN V 18580) bezogene Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Wanddicke und des bezogenen Überbindemaßes für vermörtelte und unvermörtelte Stoßfugen beispielhaft für zwei Mauersteinhöhen. Die Berechnungsansätze liefern mit geringerer Wanddicke zunehmend größere Tragfähigkeiten im Vergleich zu den Bemessungsansätzen nach DIN EN 1996-1-1/NA. Einschränkend ist hier anzumerken, dass von einem optimalen Verbund über die Wanddicke ausgegangen wird. Zur Berücksichtigung von u. a. Randschwindeffekten ist denkbar, eine dickenabhängige Abminderung vorzusehen. Dies kann beispielsweise bei Reduzierung der effektiven Wanddicke um x mm durch einen Abminderungsfaktor mit der Form $((d - x) / d)^2$ erfolgen.

Die Bilder G2 und G3 zeigen die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Mauerstein-Druckfestigkeit für unvermörtelte Stoßfugen im Fall von Steinversagen für zwei Überbindemaße. Mit abnehmender Wanddicke liefern die Berechnungsansätze für alle Mauersteinarten zunehmend größere Werte als nach DIN EN 1996-1-1/NA.

Die größten Tragfähigkeitssteigerungen sind für Leichtbeton-Mauerwerk zu erkennen, obwohl die Berechnungsansätze die Versuchsergebnisse noch deutlich unterschätzt haben. Hier ist sicherlich von Interesse zu überprüfen, inwiefern insbesondere die Randwerte zutreffend durch die Berechnungsansätze prognostiziert werden können.

Eine grafische Auswertung des Einflusses der Stoßfugenvermörtelung im Fall von Steinversagen ist aufgrund der unterschiedlichen Einflussgrößen nicht zielführend. Darüber hinaus war bislang keine Tragfähigkeitssteigerung im Fall von Steinversagen ansetzbar. Die Berechnungsgleichungen liefern für alle Steinarten in Abhängigkeit der inneren Wandgeometrie und der Verbundfestigkeit in der Lagerfuge gleichermaßen Festigkeitssteigerungen von 0 bis 100%.

8.3 Zusammenfassung

In Abschnitt 8 wurden auf Grundlage der Ergebnisse der Parameterstudie und unter Berücksichtigung der bei den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse geeignete Berechnungsgleichungen zur Bestimmung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit unter Ansatz der wesentlichen Materialkenngrößen und geometrischen Kenngrößen ermittelt. Hierzu wurden zunächst in analytischen Überlegungen vereinfachende Annahmen zur Beschreibung der komplexen Spannungszustände getroffen und die Grundlagen der Berechnungsgleichungen abgeleitet. Durch Regressionsanalysen erfolgte eine Anpassung der Berechnungsansätze an die Ergebnisse der numerischen Berechnungen. Die hieraus abgeleiteten Berechnungsansätze wurden mit den eigenen Versuchergebnissen verglichen. Hierbei konnte eine gute Übereinstimmung erzielt werden, da insbesondere auch die maßgebenden Stoffkenngrößen als Eingangsgrößen für die Berechnungsgleichungen vorlagen.

Die Nachrechnung früherer Versuchsergebnisse erfolgte unter Ansatz der normativen Kennwerte der Mindesthaftscherfestigkeit der jeweiligen Mörtelgruppe und der mittleren Druckfestigkeit der jeweiligen Steinfestigkeitsklasse. Unter Berücksichtigung dieser vereinfachenden Annahmen konnte über alle Versuchsergebnisse eine zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt werden. Die unter Ansatz der mittleren Mindesthaftscherfestigkeit und Steindruckfestigkeit sowie eines pauschalen Abminderungsfaktors von 0,7 ermittelte charakteristische Biegezugfestigkeit wird lediglich in rd. 5% der Fälle durch die Versuchsergebnisse überschätzt. Die Festigkeitsüberschreitungen sind durch einen Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 abgedeckt.

Der Vergleich der charakteristischen Biegezugfestigkeit mit normativ verankerten Kenngrößen zeigt insbesondere im Fall von Fugenversagen teilweise erhebliche nutzbare Festigkeitsreserven. Nach Vorliegen zutreffender Berechnungsansätze ist es nun zielführend, die maßgebenden Randwerte sowohl beim Fugen- als auch beim Steinversagen noch gezielt durch Wandversuche mit weiteren Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen abzusichern.

ABSCHNITT 9

ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Zielsetzung der Arbeit bestand in einer realitätsnahen Untersuchung und Beschreibung des Tragverhaltens von parallel und senkrecht zu den Lagerfugen biegebeanspruchtem Mauerwerk. Im Vordergrund stand hierbei, die Spannungsverteilungen und Verformungszustände zu erfassen und die Versagensmechanismen insbesondere aus baustofftechnologischer Sicht unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens zutreffend zu beschreiben.

Nach einer kurzen Einleitung in ***Abschnitt 1*** wurde in ***Abschnitt 2*** zunächst der aktuelle Erkenntnisstand zum Biegetragverhalten von Mauerwerk vor allem bei einachsigem Lastabtrag zusammengefasst. In Bezug auf die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen konnte festgestellt werden, dass zwar umfangreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen vorliegen, aus denen auch Berechnungsansätze hervorgegangen sind. Bei deren Herleitung wurden jedoch stark vereinfachende und nicht abgesicherte Annahmen für die Spannungszustände in den Fugen und den Mauersteinen getroffen sowie i. d. R. das Entfestigungsverhalten der Materialien nicht berücksichtigt. Die wissenschaftlichen Arbeiten zur Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen beschäftigen sich fast ausschließlich mit dem Einfluss der Streuung der (Biege-) Haftzugfestigkeit auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit. Die Literaturrecherche verdeutlichte die Notwendigkeit der Ermittlung und Analyse der im Mauerwerk vorhandenen Spannungsverteilungen auf Grundlage von nichtlinearen Berechnungen mit dem Ziel der zutreffenden Beschreibung des Biegetragverhaltens und der Herleitung von Berechnungsansätzen für die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk.

Mit den in ***Abschnitt 3*** beschriebenen Untersuchungen wurden erstmals vergleichend die vollständigen Stoffgesetze und bruchmechanischen Kennwerte der unterschiedlichen Mauersteinmaterialien ermittelt. Die untersuchten Materialien zeigen deutlich unterschiedliches Verhalten, das mit „spröde“ (Ziegel) bis „ausgeprägt nichtlinear, duktil“ (Leichtbeton) beschrieben werden kann und sich in der Kerbempfindlichkeit sowie den ermittelten

Spannungs-Rissöffnungskurven widerspiegelt. Für die untersuchten Materialien ist eine Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik bei üblichen Mauerwanddicken nicht möglich. Insbesondere beim Leichtbeton sind weitere experimentelle Untersuchungen an größeren Prüfkörpern wünschenswert, um das bruchmechanische Verhalten voll erfassen zu können.

Die Untersuchungen haben belegt, dass die Biegezugfestigkeit von ungekerbten Proben maßgeblich durch die Anfangssteigung der Spannungs-Rissöffnungskurve beeinflusst wird. Hierdurch konnte auch der Größeneffekt auf die Biegezugfestigkeit mit Hilfe eines funktionalen Zusammenhangs für alle Mauersteinarten beschrieben werden. Die Biegezugversuche an ganzen Vollsteinen bzw. daraus hergestellten balkenförmigen Prüfkörpern bestätigen im Vergleich zu den Prismenversuchen weitestgehend die numerischen Untersuchungsergebnisse zum Größeneffekt. Im baupraktisch relevanten Bereich ist dieser für die untersuchten spröderen Materialien (Vollziegel, Porenbeton) nahezu vernachlässigbar, bei dem duktileren Leichtbeton ergeben sich jedoch Festigkeitsunterschiede von rd. 40 %. Bei gekerbten Proben hängt die Biegezugfestigkeit nicht nur von der Anfangssteigung, sondern auch vom weiteren Verlauf der Spannungs-Rissöffnungskurve ab. Die zunächst als orientierend anzusehenden Untersuchungen an Lochsteinen bilden die Grundlagen für die Bestimmung der Stoffgesetze nicht homogener Mauersteine. Die Bestimmung der vollständigen Stoffgesetze könnte grundsätzlich unter der Annahme eines homogenen Ersatzmaterials erfolgen. Die weiteren numerischen Untersuchungen an Mauerwerkwänden in den Abschnitten 6 und 7 wurden jedoch auf die Stoffgesetze der Vollmaterialien beschränkt, so dass auch auf die Bestimmung verschmierter Stoffgesetze für die Lochsteine im Rahmen dieser Arbeit verzichtet wurde. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf. Die Tatsache, dass die Biegezugfestigkeit der gekerbten Hochlochziegel größer als die der ungekerbten Prüfkörper ist, wurde auf unplanmäßige Kerben (i. W. Brennrisse) zurückgeführt. Dass die „tatsächliche“ Zugfestigkeit an einer vorgegebenen Bruchebene, wie bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen, deutlich höher ist als die an vermeintlich ungekerbten Proben bestimmte Biegezugfestigkeit, hat maßgeblichen Einfluss auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit. Dies wird entsprechend bei den Eingangsgrößen für Berechnungsansätze in Abschnitt 8 berücksichtigt.

Die in ***Abschnitt 4*** beschriebenen Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerstein / Mauermörtel-Verbundfugen unter Zugbeanspruchung zeigen bei einem Grenzflächenversagen im Vergleich zu einem (zumindest bereichsweisen) Mörtelversagen ein spröderes Verhalten. Infolge der Verdübelungswirkung der Mörteldorne verhält sich Mauerwerk aus Lochsteinen sowohl bei Normalmörtel aber auch bei Dünnbettmörtel wesentlich duktiler als Vollstein-Mauerwerk. Eine Anwendung der LEBM ist bei den untersuchten Materialien und Geometrien i. d. R. nicht möglich.

Die Normalmörtelfugen zeigten eine geringere Kerbempfindlichkeit als die Dünnbettmörtelfugen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass trotz besonderer Sorgfalt bei der Prüfkörperherstellung, insbesondere bei stärker saugenden Mauersteinen Randschwindeffekte auftreten, die zu einer Kerbwirkung auch bei den planmäßig vollfugig vermörtelten Prüfkörpern führen. Bei Lochsteinen beeinflussen die Dübelwirkung der Mörteldorne bzw. die Fehlstellen infolge der Löcher / Kammern an der Rissspitze die Festigkeit maßgeblich. Eine bruchmechanische Auswertung unter Annahme eines homogenen Querschnitts ist für Lochsteine daher nicht zielführend.

Die experimentellen Untersuchungen belegen einen erheblichen Einfluss der Ausführungsart / -qualität auf die Verbundfestigkeit. Infolge unterschiedlichen Mörtelauftrags und Versetzarten der Steine sowie durch Schwindeinflüsse ist die Verbundfestigkeit beim Normalmörtel in den Stoßfugen für die Prüfkörper mit Kalksand-Planelementen deutlich geringer als in den Lagerfugen. Bei der Versuchsserie mit Dünnbettmörtel sowie auch für kleinformatiges Ziegelmauerwerk konnte bei den Untersuchungen kein wesentlicher Unterschied festgestellt werden. Zumindest für Dünnbettmörtel erscheint daher der Ansatz einer Haftzugfestigkeit in der Stoßfuge vertretbar.

Für ausgewählte Stein-Mörtelkombinationen wurden die vollständigen Stoffgesetze als Grundlage für die weiteren numerischen Untersuchungen in den Abschnitten 5, 6 und 7 ermittelt. Die numerischen Untersuchungen zum Größeneffekt zeigen analog zu den Mauersteinen, dass der Einfluss der Prüfkörperdicke auf die Biegehaftzugfestigkeit für die untersuchten Stoffgesetze im praxisüblichen Bereich gering ist. Die punktuell durchgeführten experimentellen Untersuchungen konnten die numerischen Ergebnisse noch nicht zufriedenstellend bestätigen. Hierzu sind weitere systematische Untersuchungen mit unterschiedlichen Prüfkörperhöhen (Wanddicken) erforderlich. Hierbei kann im praxisüblichen Bereich der Einfluss der unterschiedlichen Steifigkeiten von Mörtel und Stein auf die Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Wanddicke vermutlich vernachlässigt werden. Vergleichende numerische Berechnungen zeigen jedoch, dass bei der Beschreibung von Mörtelfugen mit Kontaktelementen der Steifigkeit der Mörtelfuge in Verbindung mit der Prüfkörpergeometrie besondere Beachtung zu schenken ist.

Mit der in ***Abschnitt 5*** beschriebenen, neu entwickelten Prüfmethode konnten mit Hilfe von Torsionsversuchen an Hohlzylindern die vollständigen Stoffgesetze von Dünnbettmörtel ermittelt werden. Das Prüfverfahren wurde mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen validiert, indem nachgewiesen wurde, dass die Eingabeparameter des Stoffgesetzes den Berechnungsergebnissen entsprechen. Für die Auswertung von Torsionsversuchen an Vollzylindern wurde ein analytischer Berechnungsansatz hergeleitet. Hierdurch konnten auch die vollständigen Stoffgesetze für eine Normalmörtelfuge bestimmt werden, die aufgrund von Randschwindeffekten nicht mit Hohlzylindern prüfbar

war. Der untersuchte Normalmörtel zeigt bis zur Maximallast ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten, das jedoch in dem für die numerischen Berechnungen verwendeten Finite-Elemente-Programm nicht beschrieben werden kann. Hierdurch wird die Tragfähigkeit in numerischen Berechnungen unterschätzt. Die Implementierung eines Stoffgesetzes, welches das nichtlineare Verhalten auch vor Erreichen der Maximallast beschreibt, in das verwendete Programm, das sich grundsätzlich zur Modellierung von Mauerwerk auf der Mesoebene eignet, ist daher erstrebenswert. Der Dünnbettmörtel weist ein annähernd lineares Materialverhalten bis zur Maximallast auf, zeigt aber ein duktileres Nachbruchverhalten als der Normalmörtel, was sich auch in einer größeren auflastunabhängigen Bruchenergie widerspiegelt. Die Bruchenergie nimmt bereits bei geringen Auflasten für beide untersuchten Mörtelarten deutlich zu.

Die numerische Simulation von tordierten Zweistein-Prüfkörpern mit rechteckigen Querschnitten unter Ansatz der an den zylindrischen Prüfkörpern ermittelten Stoffgesetze zeigt beim Dünnbettmörtel eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Beim Normalmörtel führt die unzureichende Beschreibung der nichtlinearen Spannungs-Dehnungslinie in der numerischen Simulation zu einer Unterschätzung der Traglast. Die Spannungsverteilung in der steiferen Dünnbettmörtelfuge kann bis zur Erstrissbildung qualitativ mit der St.-Venant´schen Torsionstheorie beschrieben werden. Beim weicheren Normalmörtel entspricht die Spannungsverteilung bis zur Erstrisslast eher der einer Starrkörperverschiebung. Das nichtlineare Materialverhalten bis zur Maximallast bzw. die langsame Spannungsreduktion nach Erstrissbildung führt dazu, dass beim maximalen Torsionsmoment der Querschnitt anschließend nahezu vollständig durchplastifiziert. So ist im Bruchzustand für die untersuchten Mörtel der Ansatz einer voll plastifizierten Fuge auf dem Spannungsniveau der Scherfestigkeit (Adhäsion und Reibung) vertretbar, und das maximale Torsionsmoment kann auch für den Rechteckquerschnitt vergleichsweise einfach analytisch berechnet werden. Mit zunehmender Auflast und quaderförmigen Querschnittsgeometrien ist aufgrund der gleichmäßigeren Spannungsverteilung eine bessere Übereinstimmung des analytischen Ansatzes mit den Versuchs- und Berechnungsergebnissen festzustellen. Vergleichende Untersuchungen mit Lochsteinen lieferten einen ähnlichen Verlauf der Momenten-Verdrehungslinien (Dünnbettmörtel) bzw. einen noch ausgeprägter nichtlinearen Verlauf (Normalmörtel) infolge der Verdübelungswirkung der Mörteldorne und teilweise höhere Restreibungskoeffizienten. Grundsätzlich sollten weitere Untersuchungen durchgeführt werden, um ein größeres Spektrum an Stoffgesetzen für Verbundfugen unterschiedlicher Stein-Mörtel-Kombinationen zu erhalten. Für Lochsteine muss überprüft werden, ob Versuche an zylindrischen Prüfkörpern zielführend oder ggf. weitere Überlegungen erforderlich sind.

In ***Abschnitt 6*** werden die durchgeführten Biegezugversuche an Mauerwerkwänden bei einer Beanspruchung parallel und senkrecht zu den Lagerfugen beschrieben und

ausgewertet. Es wurde ein numerisches Modell für die Berechnung des Tragverhaltens einer parallel zu den Lagerfugen biegebeanspruchten Wand erarbeitet und an den Wandversuchen kalibriert. Dabei wurden soweit möglich die zuvor ermittelten Stoffgesetze der Mauersteine und Verbundfugen unverändert angesetzt. Die vergleichbaren Versuchs- und Berechnungsergebnisse zeigen i. Allg. eine sehr gute Übereinstimmung, sowohl die ermittelten Traglasten als auch die Verformungen im Stein- und Fugenbereich. Voruntersuchungen zeigten jedoch auch, dass die Berechnungsergebnisse maßgeblich durch die Abhängigkeit der Stoffgesetze von der Diskretisierung beeinflusst werden. Die Rissbandbreite wurde an das FE-Modell angepasst und dieses an den Versuchsergebnissen kalibriert. Bei der Entwicklung weiterer FE-Modelle u. a. für andere Beanspruchungsfälle ist eine Anpassung der Rissbandbreite und erneute Kalibrierung der FE-Modelle an Versuchsergebnissen unerlässlich.

In **Abschnitt 7** sind die mit dem entwickelten FE-Modell durchgeführten Parameterstudien für die Versagensfälle „Stein“ und „Fuge“ dargestellt. Die Berechnungen erfolgten mit verschiedenen Stoffgesetzen und bei Variation der wesentlichen geometrischen Einflussgrößen. Die Spannungszustände in den Mauersteinen und Mörtelfugen wurden analysiert.

Die experimentellen Untersuchungen an den Mauerwerkwänden mit umfangreichen Verformungsmessungen und die numerischen Untersuchungen ermöglichen es, die Versagensmechanismen von einachsig lastabtragendem, biegebeanspruchtem Mauerwerk nachzuvollziehen. Die wesentlichen Untersuchungsergebnisse der Abschnitte 6 und 7 sind im Folgenden zusammengefasst:

Bei einer Biegebeanspruchung parallel zu den Lagerfugen von *Mauerwerk mit unvermörtelten* Stoßfugen treten Spannungskonzentrationen im Steinrandbereich ober- und unterhalb der offenen Stoßfugen auf, die mit abnehmendem Überbindemaß und zunehmender Wanddicke größer werden. Bis zur Risslast sind die Spannungsverteilungen über die Steinhöhe in der numerischen Simulation unabhängig vom untersuchten Material. Nach Erstrissbildung im Steinrandbereich sind in Abhängigkeit des Steinmaterials noch deutliche Traglaststeigerungen möglich. Der Rissfortschritt ist anhand der ermittelten Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe nachvollziehbar. Entsprechend der Erstrisslasten nimmt auch die Biegezugfestigkeit mit kleiner werdendem, auf die Steinhöhe bezogenem Überbindemaß und zunehmender Steinbreite ab. Im praxisrelevanten Bereich ist der Einfluss der absoluten Steinhöhe von untergeordneter Bedeutung. Die geometrischen Einflussgrößen sind weitestgehend unabhängig vom untersuchten Steinmaterial. So kann der Einfluss des Stoffgesetzes auf die Biegezugfestigkeit durch einen geometrieunabhängigen Faktor beschrieben werden. Erwartungsgemäß wird die Biegezugfestigkeit mit spröderem Material kleiner. Im Allgemeinen tritt das Versagen im Bereich der Stoßfugenebene auf, so dass bei Steinversagen die (Biege-)Zugfestigkeit und das

Nachbruchverhalten der Mauersteine an dieser “Sollbruchstelle“ maßgebend ist. Bei Lochsteinen oder bei z. B. durch Brennrisse vorgeschädigten Steinen kann die „tatsächliche Festigkeit“ an der „Sollbruchstelle“ deutlich größer sein als an der schwächsten Stelle des Mauersteins. Im ungünstigsten Fall liegt jedoch die schwächste Querschnittsebene im Bereich der offenen Stoßfugen. Für die hierfür erforderlichen statistischen Betrachtungen sind Untersuchungen mit deutlich höherer Prüfkörperanzahl oder numerische Berechnungen mit Berücksichtigung der Materialstreuung (statistische Verteilung der Stoffeigenschaften im FE-Modell) erforderlich.

Der Rotationspunkt der sich gegeneinander verdrehenden Mauersteine der einzelnen Steinlagen liegt bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen annähernd in der Mitte der Überbindefläche. Der Vergleich der Torsionsversuche mit den Wandversuchen zeigt einen Zusammenhang zwischen den jeweiligen Untersuchungsergebnissen für den Fall Fugenversagen. Da die Schub- und Normalspannungsverteilungen in der Lagerfuge jedoch deutliche Unterschiede bei den Torsions- und Wandprüfkörpern zeigen, ist dieser Zusammenhang i. W. darauf zurückzuführen, dass die untersuchten Mörtel ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten aufweisen. Die ermittelten Spannungszustände in den Lagerfugen sind äußerst komplex und erscheinen nicht durch analytische Berechnungsansätze beschreibbar. Vereinfachend wird daher bei der Herleitung der Berechnungsansätze in Abschnitt 8 eine voll plastifizierte Fuge (Adhäsion und Reibung) analog zu den Torsionsprüfkörpern angenommen. Die analytischen Berechnungen zeigen jedoch mit dieser vereinfachenden Annahme in Abhängigkeit der Größe und der Geometrie der Überbindefläche nicht akzeptable Abweichungen, so dass das Entfestigungsverhalten in den hergeleiteten Berechnungsansätzen in Abschnitt 8 geometrieabhängig berücksichtigt wird. Die numerischen Berechnungen haben gezeigt, dass die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit erwartungsgemäß mit zunehmendem Überbindemaß größer, aber auch mit zunehmender Wanddicke kleiner wird, wenn jeweils die andere Seitenlänge der Überbindefläche konstant bleibt. Bei gleicher Größe der Überbindefläche ist das in der Fuge übertragbare Torsionsmoment bei einem quadratischen Querschnitt am größten und nimmt mit zunehmendem Seitenverhältnis ab.

Bei *Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen* kann bis zum Versagen im Stoßfugenbereich das Mauerwerk, besonders bei Dünnbettmörtel, als homogen angesehen werden. Maßgebend für die Erstrissbildung bzw. das Versagen ist die Querschnittsebene mit der geringsten Steinbiegezugfestigkeit oder die Zugfestigkeit in der Stoßfuge. Das Überschreiten der Zugfestigkeit in der Stoßfuge kann zu einem unkontrollierten Risswachstum auch in den angrenzenden Steinlagen führen. Bei geringen Verhältniswerten Haftzugfestigkeit / Mauersteinzugfestigkeit ist eine weitere Laststeigerung nach Aufreißen der Stoßfugen möglich. Das Mauerwerk verhält sich ähnlich wie bei unvermörtelten Stoßfugen. Die Druck- sowie auch die Zugkraftübertragung in den Stoßfugen führen im

Vergleich zu unvermörtelten Stoßfugen zu niedrigeren Zugspannungen im Mauerstein und zu höheren Tragfähigkeiten. In der numerischen Parameterstudie wurde das sukzessive Haftzug- und Steinversagen nicht untersucht. Es besteht ggf. auch im Hinblick auf den Einfluss des Entfestigungsverhaltens in der Stoßfuge auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit weiterer Untersuchungsbedarf.

Bei Fugenversagen ist durch das ausgeprägt nichtlineare Materialverhalten i. d. R. nicht mit einem schlagartigen Versagen bei Überschreiten der Haftzugfestigkeit in der Stoßfuge zu rechnen. Die Kraftübertragung in der Stoßfuge führt zu einer Verschiebung des Rotationspunktes in Richtung des Druckzonenrandes, der aber weiterhin in der Mitte der Überbindelänge liegt, und hierdurch zu einer Steigerung der Tragfähigkeit. In den numerischen Berechnungen konnte in Abhängigkeit des Stoffgesetzes nach Erreichen der Haftzugfestigkeit im Fall von Fugenversagen teilweise keine Konvergenz erzielt werden. Bei einer reinen Druckkraftübertragung in der Stoßfuge betrug die Tragfähigkeitssteigerung für die untersuchten Fälle zwischen 10 % und 50 %. Um das kombinierte Stoß- und Lagerfugenversagen umfassender beschreiben zu können, sind weitere Berechnungen erforderlich. Um das übertragbare Torsionsmoment in Berechnungsansätzen vereinfachend mit einer voll plastifizierten Fuge beschreiben zu können, muss analog zum Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen das Entfestigungsverhalten in Berechnungsansätzen geometrieabhängig berücksichtigt werden. Da die Berechnungen nur mit zwei unterschiedlichen Stoffgesetzen durchgeführt wurden, ist es erstrebenswert, entsprechende Berechnungen nach Vorliegen weiterer Stoffgesetze (siehe oben) durchzuführen.

Erwartungsgemäß führt eine Auflast senkrecht zur Lagerfuge zu einer Zunahme der Biegezugfestigkeit bis Steinversagen maßgebend wird. Die numerischen Berechnungen zeigen, dass bereits eine geringe Auflast insbesondere beim Normalmörtel zu einer zufriedenstellenden Beschreibung des Torsionsmomentes über den Ansatz einer voll plastifizierten Fuge führt. Die Versuche konnten, wie auch einige wenige Versuche ohne Auflast, die gesondert betrachtet wurden, über die Maximallast hinaus geregelt werden. Im Fall von Fugenversagen zeigt das Mauerwerk nach Erreichen der Maximallast ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten sowie eine Resttragfähigkeit infolge Gleitreibung.

Die Versuche mit einer Biegebeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen haben insbesondere den Einfluss der Ausführungsqualität auf die Tragfähigkeit verdeutlicht. Der Ansatz der „weakest-link“-Theorie zur Beschreibung des Zusammenhangs von ersatzweise durchgeführten Verbunduntersuchungen an Kleinprüfkörpern und Mauerwerkversuchen erscheint grundsätzlich zielführend. Die geringe Prüfkörperanzahl der eigenen Versuche lässt eine statistische Betrachtung nicht zu. Die Untersuchungen deuten darauf hin, dass bei der „weakest-link“-Theorie auch die Sprödigkeit der Verbundfuge als maßgebende Kenngröße zu berücksichtigen ist. So zeigt die Dünnbettmörtelfuge bei den

Wandversuchen im Vergleich zu den Pfeilerversuchen eine deutlich größere Festigkeitsabnahme als die Normalmörtelfuge. Grundsätzlich zeigen die durchgeführten Untersuchungen, dass auch bei ungünstigen Herstellungsbedingungen für Normalmörtel eine Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge nachweisbar ist und in der Bemessung in Ansatz gebracht werden könnte. Zielführend sind hier weitere Versuche mit deutlich höherer Prüfanzahl, die eine statistische Betrachtung ermöglichen. Variiert werden müssten die Fugenanzahl und die Wandbreite. Sinnvoll sind eine Kombination mit Untersuchungen zum Dickeneinfluss (siehe oben) sowie numerische Berechnungen mit einer statistischen Verteilung der Baustoffeigenschaften in der Mauerwerkwand analog VAN DER PLUIM. Die Berechnungen sollten dann jedoch mit den tatsächlichen Wandprüfkörpergeometrien erfolgen.

In ***Abschnitt 8*** wurden, teilweise mit vereinfachenden Annahmen zur Beschreibung der komplexen Spannungszustände, die Ergebnisse der numerischen Simulationsrechnungen unter Berücksichtigung der bei den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse in Form von Berechnungsansätzen analytisch beschrieben. Der Vergleich der Berechnungs- mit den Versuchsergebnissen zeigt insbesondere für die eigenen Untersuchungen eine gute Übereinstimmung, insbesondere da auch die maßgebenden Stoffkenngrößen als Eingangsgrößen vorlagen. Aber auch für frühere Versuchsergebnisse konnte eine zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt werden, sofern bei der Bewertung die vereinfachende Annahme der Eigenschaftskenngrößen Steinzugfestigkeit bzw. Verbundfestigkeit auf Grundlage normativer Kennwerte berücksichtigt wird. Nach Vorliegen der Berechnungsansätze sollten nun nochmals die Randwerte sowohl beim Fugen- als auch beim Steinversagen gezielt durch Wandversuche mit weiteren Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen abgesichert werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass zum einen wesentliche Erkenntnisse zu den Stoffgesetzen der Mauerwerk-Komponenten „Stein“ und „Mörtelfuge“ sowie deren zutreffende Ermittlung gewonnen werden konnten. Zum anderen liefert die Arbeit wesentliche Erkenntnisse zu den Spannungsverteilungen in einachsig biegebeanspruchtem Mauerwerk und den Versagensmechanismen bei Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens.

Realistisch gesehen ist die Anwendung der hergeleiteten Berechnungsansätze in dieser Form aufgrund ihrer Komplexität in normativen Bemessungsansätzen sicherlich nicht zweckmäßig und praxistauglich. Hier wird empfohlen, eine weitere Vereinfachung unter Berücksichtigung der jeweiligen Baustoffkennwerte vorzunehmen, ohne dabei die maßgebenden Einflussgrößen zu vernachlässigen. Für komplexere Einzelfälle bietet das hier vorgestellte Ingenieurmodell eine wichtige Grundlage.

LITERATURVERZEICHNIS

Zitierte Literaturstellen

[Alk02] Al-Khaled, G.: Hebel Design Analysis Program. Thesis Presented to the Faculty of the School of Architecture, University of Southern California, May 2002

[Ans90] Anstötz, W.: Zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Kalksand-Planstein-mauerwerk. Hannover : Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung. - In: Mitteilungen Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung Universität Hannover (1990), Nr. 61, Dissertation

[Aro93] Aroni, S. ; de Groot, G.J ; et al.: Autoclaved Aerated Concrete Properties, Testing and Design. Great Britain: St. Edmundsbury, 1993

[Bak76] Baker, L.R. ; Franken, G.L.: Variability Aspects of the Flexural Strength of Brickwork. Brussels : Groupement National de l'Industrie de la Terre Cuite, 1976. - In: Proceedings of the Fourth International Brick Masonry Conference, Brugge, 26 - 28 April 1976, S. 2.b.4-2.b.4-11

[Bak78] Baker, L.R.: The Failure Criterion of Brickwork in Vertical Flexure. Stoke-On-Trent : British Ceramic Society, 1978. - In: Proceedings of the British Ceramic Society "Load-Bearing Brickwork (6)" (West, H.W.H. (Eds.)), Nr. 27, S. 203-216

[Bak78a] Baker, L.R.: The Lateral Strength of Brickwork - An Overview. Stoke-On-Trent : British Ceramic Society, 1978. - In: Proceedings of the British Ceramic Society "Load-Bearing Brickwork (6)" (West, H.W.H. (Eds.)), Nr. 27, S. 169-187

[Bak79] Baker, L.R.: A Failure Criterion for Brickwork in Bi-Axial Bending. McLean, Virginia : Brick Institute of America, 1982. - In: Proceedings of the Fifth International Brick Masonry Conference, Washington, October 5-10, 1979 (Wintz, J.A. ; Yorkdale, A.H. (Ed.)), S. 71-78

[Bak80] Baker, L.R. ; Padhye, P.Y. ; Schulze, P.N.: Torsional Resistance from Friction Between Overlapping Masonry Units. In: International Journal of Masonry Construction 1 (1980), Nr. 2, S. 62-66

[Bak81] Baker, L.R.: The Flexural Action of Masonry Structures under Lateral Load. Deakin University, School of Engineering and Architecture, Thesis, 1981

[Bak85] Baker, L.R. ; Gairns, D.A. ; Lawrence, S.J. ; Scrivener, J.C.: Flexural Behaviour of Masonry Panels : A State of Art. Melbourne : Brick Development Research Institute. - In: Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, 1985; Nr. 1, S. 27-55

[Baz83] Bazant, Z.P. ; Oh, B.H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete. In: Materiaux et Construction (RILEM) 16 (1983), Nr. 93, S. 155-177

[Baz98] Bazant, Z.P. ; Planas, J.: Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials. Boca Raton : CRC Press, 1998

[Boc89] Bocca, P. ; Carpinteri, A. ; Valente, S.: Fracture Mechanics of Brick Masonry. Size Effects and Snap-Back Analysis. In: Materiaux et Constructions (RILEM) 22 (1989), Nr. 131, S. 364-373

[Bon53] Bonzel, J. ; Hummel, A.: Bericht über Mörtelversuche für freistehende Schornsteine. Bericht über Ergänzungsversuche zu den Mörtelversuchen für freistehende Schornsteine. Aachen : Institut für Bauforschung, 1953

[Bra88] Brameshuber, W. ; Institut für Massivbau und Baustofftechnologie: Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. Karlsruhe : Institut für Massivbau und Baustofftechnologie. - In: Massivbau und Baustofftechnologie Karlsruhe (1988), Nr. 5, Dissertation

[Bra05a] Brameshuber, W. ; Schmidt, U. ; Kang, B.-G. ; Hannawald, J.: Theoretische und praktische Untersuchungen zum Schubtragverhalten und der Schubbemessung von Mauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 2005. - Forschungsbericht Nr. F 752

[Bra05b] Brameshuber, W.; Schmidt, U.; Kang, B.-G.; Hannawald, J.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Schubfestigkeit von Mauerwerk. In: Mauerwerk 9 (2005), Nr. 4, S. 132-142

[Bra06] Brameshuber, W. ; Graubohm M. ; Schmidt, U.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk – Teil 4: Scherfestigkeit. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 31 (2006), S. 193-226

[Bra06a] Brameshuber, W. ; Schmidt, U. : Untersuchungen zur Bestimmung von Stoffgesetzen von Kalksandsteinen und des Verbundes – Experimentelle Untersuchungen. Aachen : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 2006. - Forschungsbericht Nr. F 7044;1

[Bra06b] Brameshuber, W. ; Schmidt, U. : Ergänzende Untersuchungen zur Biegezugfestigkeit von Porenbetonmauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 2006. - Forschungsbericht Nr. F 7015

[Bra07] Brameshuber, W. ; Graubohm, M. ; Hannawald, J. ; Kang, B.-G. ; Schmidt, U. : Tragverhalten von Dünnbettmauerwerk aus Leichtbeton-Hohlblockelementen unter Druck- und Schubbeanspruchung. Aachen : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 2007. - Forschungsbericht Nr. F 901

[Bra07a] Brameshuber, W. ; Schmidt, U. : Nutzung der Tragfähigkeitsreserven von Ziegelverblendmauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 2007. - Forschungsbericht Nr. F 932

[Bra07b] Brameshuber, W. ; Schmidt, U.: Nachweis der Tragfähigkeit bei Zug- und Biegezugbeanspruchung nach DIN 1053-100. In: Mauerwerk 11 (2007), Nr. 1, S. 27-29

[Bra08a] Brameshuber, W. ; Graubner, C.-A. ; Schmidt, U. ; Richter, L.: Rationellere Herstellung von zweischaligem Mauerwerk durch Linienverankerung von Vormauerschalen. Aachen : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen / Institut für Massivbau der TU Darmstadt, 2008. - Forschungsbericht Nr. F 940

[Bra08b] Brameshuber, W. ; Schmidt, U. ; Hannawald, J.: Stoffgesetze von Kalksandsteinen und Dünnbettmörtelfugen : Material Laws of Calcium Silicate Units and Thin Layer Mortar Joints. In: Mauerwerk 12 (2008), Nr. 3, S. 124-133

[Bra08c] Brameshuber, W. ; Schmidt, U. ; Hannawald, J.: Untersuchungen zur Bestimmung von Stoffgesetzen von Kalksandsteinen und des Verbundes - Theoretische Untersuchungen. Aachen : Institut für Bauforschung, RWTH Aachen University, 2008. - Forschungsbericht Nr. F 7044/2

[Bra08d] Brameshuber, W. ; Schmidt, U.: Biegezuguntersuchungen an Mauerwerk aus Hochlochziegeln. Aachen : Institut für Bauforschung, RWTH Aachen University, 2008. - Forschungsbericht Nr. F 7063

[Bra08e] Brameshuber, W. ; Schmidt, U.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten und der Festigkeit von parallel und senkrecht zu den Lagerfugen biegebeanspruchtem Mauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung, RWTH Aachen University, 2008. - Forschungsbericht Nr. F 922

[Bra08f] Brameshuber, W.; Schmidt, U.; Graubohm, M.; Beer, I.: Prüfverfahren zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk : Test Methods for the Determnination of the Strength Properties of Masonry. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 33 (2008), S. 165-191

[Bra08g] Brameshuber, W. ; Schmidt, U. ; Graubohm, M.: Neuerungen bei den Baustoffen in DIN 1053-11 und -13. In: Mauerwerk 12 (2008), Nr. 6, S. 309-314

[Bra10] Brameshuber, W.; Hannawald, J.; Graubohm, M.: Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von Ziegelmauerwerk : Theoretical and Experimental Research on the Shear-Loadbearing Behaviour of Masonry Made of Clay Units. Aachen : Institut für Bauforschung, RWTH Aachen University, 2010. - Forschungsbericht Nr. F 961

[Bro66] Brown, W. F.; Srawley, J. E.; ASTM STP 410: Plane strain crack toughness testing of high strength metallic materials. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, ASTM STP 410, 1966

[Bro05] Brockmann, T.: Mechanical and Fracture Mechanical Properties of Fine Grained Concrete for Textile Reinforced Composites. In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (2006), Nr. 13; Zugl.: Aachen, Technische Hochschule, 2005, Dissertation

[Bus03] Bustamante, A. O.: Seismic Assessment of Ancient Masonry Structures by Rigid Blocks Limit. Guimaraes, Portugal. University of Minho, Department of Civil Engineering, Thesis, 2003

[Con09] Conze, M.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Torsionsscherfestigkeit. RWTH Aachen University, Fachbereich 3, Institut für Bauforschung, 2009. - Diplomarbeit (unveröffentlicht)

[DIA08] DIANA Finite Element Analysis, User's Manual, Release 9.3, 2008, Delft, The Netherlands: TNO DIANA bv

[Eli89] Elices, M. ; Planas, J.: Material Models. New York : Chapman and Hall, 1989. - In: Fracture Mechanics of Concrete Structures : Report of the Technical Committee 90-FMA Fracture Mechanics to Concrete - Applications (Elgren, L. (Ed.)), S. 16-66

[Gar88] Garrity, S.W. ; Phipps, M.E.: An Experimental Study of the Influence of Vertical Prestress on the Horizontal Flexural Strength of Clay Brickwork. London : Elsevier, 1988. - In: Proceedings of the 8th International Brick/ Block Masonry Conference, Dublin, Ireland 19-21 September 1988, (Courcy de, J.W. (Ed.)), Volume 2, S. 642-652

[Göt06] Göttsche, J. ; Petersen, M.: Festigkeitslehre – klipp und klar. Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag. 2006 Carl Hanser Verlag München Wien

[Gri05] Griffith, M.C. ; Lawrence S.J. ; Willis, C.R.: Diagonal Bending of Unreinforced Clay Brick Masonry. In: Masonry International Journal of the British Masonry Society 18 (2005), Nr. 3, S. 125-138

[Gro01] Gross, D.: Bruchmechanik. 3. Aufl. Berlin : Springer, 2001

[Gui00] Guinea, G.V. ; Hussein, G. ; Elices, M. ; Planas, J.: Micromechanical Modeling of Brick-Masonry Fracture. In: Cement and Concrete Research 30 (2000), Nr. 5, S. 731-737

[Gut99] Gutsch, A.-W.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle -. Berlin : Beuth. - In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1999), Nr. 495

[Han98] Hansen, K. F. ; Nakänen, E. ; Gottfreden, F.R.: Shear Behaviour of Bed Joints at Different Levels of Precompression. In: Masonry International 12 (1998), Nr. 2, S. 70-78

[Han06] Hannawald, J.: Determining the Tensile Softening Diagram of Concrete-Like Materials Using Hybrid Optimisation. Dordrecht : Springer, 2006. - In: Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties. An International Symposium Dedicated to Prof. Surendra P. Shah, Northwestern University, USA, (Konsta-Gdoutos, M.S. (Ed.)), S. 179-187

[Han08] Hansen, K.F. ; Pedersen, C.M.: Torsion Testing of Bed Joints. In: Masonry International 21 (2008), Nr. 1, S. 43-48

[Hil63] Hilsdorf, H. K.: Versuchstechnische Probleme beim Studium der Verformungs-eigenschaften des Betons. In: Materialprüfung, Band 5, Nr. 11, 1963

[Hil76] Hillerborg, A. ; Modeer, M. ; Petersson, P.-E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. In: Cement and Concrete Research 6 (1976), Nr. 6, S. 773-781

[Hor91] Hordijk, D. A .: Local Approach to Fatigue of Concrete. Delft, Technische Universität, Dissertation, 1991

[Hut90] Hutchinson, J. ; Suo, Z.: Mixed Mode Cracking in Layered Materials, Advances in Applied Mechanics, 1990, Volume 39

[Irw57] Irwin, G.R.: Analysis of Stresses and Strains Near the End of a Crack Traversing a Plate. In: Journal of Applied Mechanics 24 (1957), Nr. 1, S. 361-364

[Jen85] Jenq, Y. ; Shah, S.P.: Two Parameter Fracture Model for Concrete. In: Journal of Engineering Mechanics 111 (1985), Nr. 10, S. 1227-1241

[Juk97] Jukes, P. ; Riddington, J.R.: A Review of Masonry Joint Shear Strength Test Methods. In: Masonry International 11 (1997), Nr. 2, S. 37-43

[Kap61] Kaplan, M.F.: Crack Propagation and Fracture of Concrete. In: Journal of the American Concrete Institute 58 (1961), Nr. 11, S. 591-611

[Kha95] Khalaf, F.M.: Simple Bending Test for the Determination of Masonry Bond Shear Strength. Stoke-on-Trend : British Masonry Society. - In: Proceedings of the British Masonry Society (7) (1995), Vol. 2, S. 327-330

[Kha08] Khalaf, F.M.: Three-Point Bending Test to Determine Masonry Shear Bond Strength. Callaghan : University of Newcastle, 2008. - In: Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference, Sydney, 17 - 20 February 2008, (Masio, M. ; Totoev, Y. ; Page, A. ; Sugo, H. (Eds.))

[Kic00] Kickler, J.: Bruchmechanische Berechnungsmethoden im Mauerwerksbau. Theorie und Anwendung. IRB Verlag. In: Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau Universität Berlin (2000), Heft 35, Dissertation

[Kir98] Kirtschig, K.: Zur Biegetragfähigkeit von Ausfachungswänden. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 23 (1998), S. 773-790

[Law75] Lawrence, S.J.: Strength of Brickwork Normal to and Parallel to the Bed Joints. In: Journal of the Australien Ceramic Society 11 (1975), Nr. 1, S. 5-6

[Law78] Lawrence, S.J.: The Flexural Behaviour of Brickwork. Boulder, Colorado : University of Colorado; The Masonry Society, 1978. - In: Proceedings of the North American Masonry Conference, S.20.1-20.18

[Law83] Lawrence, S.J.: Behaviour of Brick Masonry Walls under Lateral Loading. University of New South Wales, School of Civil Engineering, Thesis, 1983

[Law85] Lawrence, S.J.: Random Variations in Brickwork Properties. Melbourne : Brick Development Research Institute, 1985. - In: Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, Band 1, S. 537-547

[Law91] Lawrence, S.J.: Stochastic Analysis of Masonry Structures. Swansea : Books & Journal International, 1991. - In: Computer Methods in Structural Masonry. Proceedings of the International Symposium, Swansea, UK, 3-5 April, 1991, (Middleton, J. ; Pande, G.N.(Ed.)), S. 104-113

[Law95] Lawrence, S.J.: The Behaviour in Masonry in Horizontal Flexure. Hamilton, Ontario, Canada : McMaster University, Department of Civil Engineering, 1995.- In: Proceedings of the 7th Canadian Masonry Symposium, Ontario, June 5-7, Volume 1, S. 525-536

[Law09] Lawrence, S.J.: Size Effect in Vertically Spanning Unreinforced Masonry Walls. Toronto : Canada Masonry Design Centre, 2009. - In: Proceedings of the 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, Canada, May 31 - June 3, 2009, (El-Dakhakhni, W.W. ; Drysdale, R.G. (Eds.))

[Lei68] Leipholz, H.: Einführung in die Elastizitätstheorie. Karlsruhe : G. Braun GmbH, 1968

[Lou94] Lourenco, P.B. ; Rots, J.G. ; Blaauwendraad, J.: Implementation of an Interface Cap Model for the Analysis of Masonry Structures. Swansea : Pineridge Press, 1994. - In: Computer Modelling of Concrete Structures, Proceedings of EURO-C 1994 International Conference, Innsbruck, 22nd-25th March 1994, (Mang, H. (Ed.)), S. 123-134

[Lou96] Lourenco, P.B.: Computational Strategies for Masonry Structures. Delft, Technische Universiteit, 1996, Dissertation

[Lou98] Lourenco, P.B.: Experimental and Numerical Issues in the Modelling of the Mechanical Behaviour of Masonry. Barcelona : CIMNE, 1998. - In: Structural Analysis of Historical Constructions II, (Roca, P. ; Gonzalez, J.L. ; Onate, E. ; Lourenco, P.B. (Eds.))

[Lou00] Lourenco, P.B. ; Barros, J.A.O.: Size Effect on Masonry Subjected to out-of-Plane Loading. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, 2000.- In: Proceedings of the 12th International Brick/Block Masonry Conference, Madrid, Spain, 25-28 June 2000, Volume 2, S. 1085-1098

[Lou01] Lourenco, P.B.: A Review of Out-of-Plane Behaviour of Masonry. In: Masonry International 14 (2001), Nr. 3, S. 67-73

[Lou02] Lourenco, P.B. ; Barros, J.O. ; Almeida, J.C.: Characterization of Masonry Under Uniaxial Tension. Guimaräes : Universidade do Minho, 2002. - Report 02-DEC/E-12 Contract GROW-1999-70420

[Lou05] Lourenco, P.B. ; Almeida, J.C. ; Barros, J.A.: Experimental Investigation of Bricks Under Uniaxial Tensile Testing. In: Masonry International 18 (2005), Nr. 1, S. 11-20

[Man79] Mann, W. ; Bernhardt, G.: Load Capacity of Masonry Cellarwalls Under the Influence of Earth Pressure. McLean, Virginia : Brick Institute of America, 1982. - In: Proceedings of the Fifth International Brick Masonry Conference, Washington, October 5-10, 1979 (Wintz, J.A. ; Yorkdale, A.H. (Ed.)), S. 247-253

[Man84] Mann, W.: Rechnerischer Nachweis von ein- und zweiachsig gespannten gemauerten Wänden, insbesondere von Kellerwänden auf Erddruck. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 9 (1984), S. 69-84

[Man91] Mann, W.: Tensile and Flexural Strength of Masonry - Theoretical Basis and Comparison with Test Results. Bonn : Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks-bau e.V., 1991. - In: Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, Germany 13-19 October 1991, Vol. 3, S. 1292-1301

[Man92] Mann, W.: Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk - theoretische Grundlagen und Vergleich mit Versuchsergebnissen. Berlin: Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 17 (1992), S. 604-607

[Man01] Mann, W.: Grundlagen der vereinfachten und der genaueren Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053-1. Berlin: Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 26 (2001), S. 259-286

[Mas06] Masia, M.J. ; Han, Y. ; Correa, M.R.S.: Torsion Testing for the Characterisation of the Shear Behaviour of Mortar Joints in Masonry. In: Masonry International Journal of the British Masonry Society 19 (2006), Nr. 2, S. 77-88

[Mas07] Masia, M.J. ; Han, Y. ; Player, C.P; Correa, M.R.S. ; Page, A.W.: Torsion Shear Test for Mortar Joints in Masonry: Preliminary Experimental Results. - In: Proceedings of the Tenth North American Masonry Conference, St. Louis, Missouri USA, June 3-6, 2007

[Mas09] Masia, M.J. ; Petersen, R.B. ; Han, Y. ; Correa, M.R.S.: Torsion Shear Test for Mortar Joints in Masonry: Specimen Preparation and Experimental Results. - In: Proceedings of the Eleventh Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, May 31 – June 3, 2009

[Mas10] Masia, M.J. ; Petersen, R.B. ; Han, Y. ; Correa, M.R.S.: Torsion Shear Test for Mortar Joints in Masonry: Experimental Evaluation. In: Masonry International Journal of the British Masonry Society 23 (2010), Nr. 3, S. 91-102

[Mec00] Mechtcherine, V.: Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Karlsruhe : Technische Hochschule. - In: Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie (2000), Nr. 40

[Mey02] Meyer, U. ; Schubert, P.: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus Hochlochziegeln senkrecht zur Lagerfuge. In: Mauerwerk 6 (2002), Nr. 3, S. 89-93

[Mur87] Murakami, Y.: Stress intensity factors handbook. (Murakami, Y.; et al (Ed.)), Pergamon Press, 1987

[Ord04] Orduna, A. ; Lourenco, P.B.: Plastic Torsion on Frictional Joints and Three-Dimensional Limit Analysis of Masonry Structures. Swansea : Computers and Geotechnics, 2004. - In: Computer Methods in Structural Masonry 6, Rome 2003, S. 23-31

[Ord05] Orduna, A. ; Lourenco, P.B.: Three-Dimensional limit analysis of rigid blocks assemblages. Part I: Torsion failure on frictional interfaces and limit analysis formulation. In: International Journal of Solids and Structures, Volume 42, Issues 18-19, 2005, S. 5140-5160

[Par99] Park, C. ; Lange, D.A.: Fracture Behaviour of Masonry Bond. Boulder, Colorado : Masonry Society, 1999. - In: The Eight North American Masonry Conference, Proceedings, Austin, Texas, June 3 -6, 1999, (Shing, P.B. ; Klingner, R.E. (Eds.)), S. 706-716

[Par01] Park, C.: Fracture Behaviour of Masonry Bond. Urbana, Illinois (USA) : University of Illinois at Urbana-Champaign (2001), Dissertation

[Pet81] Petersson, P.-E.: Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials. Lund, Sweden: Division of Building Materials, University of Lund, 1981. - Report Nr. TVBM-1006, Dissertation

[Pfe87] Pfeifer, M.: Analytical Investigations of Masonry Walls Subjected to Axial Compressive Forces and Biaxial Bending Moments. Los Angeles, 1987. - In: Proceedings of the 4th North American Masonry Conference, Los Angeles, S. 13-1 – 13-13

[Pfe88] Pfeifer, M.: The Load-Carrying Behaviour of the Bed Joints in Masonry Walling Subjected to Arbitrary Loading. London : Elsevier, 1988. - In: Proceedings of the 8th International Brick/ Block Masonry Conference, Dublin, Ireland 19-21 September 1988, (Courcy de, J.W. (Ed.)), Volume 3, S. 1384-1395

[Pfe90] Pfeifer, M.: A General Failure Theory for Masonry Walling Subjected to Arbitrary Loading. Boulder, Colorado : Johnson Publ. Company, 1990. - In: Proceedings of the Fifth North American Masonry Conference. University of Illinois at Urbana- Champaign, June 3-6, 1990, Vol. 2, S. 455-466

[Pla95] Planas, J. ; Guinea, G. V. ; Elices, M.: Rupture Modulus and Fracture Properties of Concrete. In: Fracture Mechanics of Concrete Structures, Vol. 1, (F. H. Wittmann (Ed.)), Aedificatio Publishers, Freiburg, Germany, S. 95-110

[Plu99] van der Pluim, R.: Out-of-Plane Bending of Masonry. Behaviour and strength. (1999), Proefschrift, TU Eindhoven, Dissertation

[Rau00] Raue, E. ; Wehr, G. ; Schölzel, T.: Untersuchungen zur Bruchenergie und zum Entfestigungsverhalten von Porenbeton. In: Thesis, Wissenschaftliche Zeitschrift der Bauhaus-Universität Weimar 46 (2000), Nr. 3, S. 58-70

[Rei86] Reinhardt, H. W ; Cornelissen, H. A. W; Hordijk, D. A.: Tensile tests and failure analysis of concrete, In: Journal of Structural Engineering Vol. 112 (1986), No. 11, S. 2462-2477

[Ric09] Richter, L.: Tragfähigkeit nichttragender Wände aus Mauerwerk. Ein nichtlineares Berechnungsverfahren und Bemessungsmodell für biegebeanspruchte Innen- und Außenwände. Darmstadt, Technische Hochschule, 2009, Dissertation

[Rid97] Riddington, J.R. ; Fong, K.H. ; Jukes, P.: Numerical Study of Failure Initiation in Different Joint Shear Tests. In: Masonry International 11 (1997), Nr. 2, S. 44-50

[Ril90] RILEM Draft Recommendation 1990. Size effect method for determining fracture energy an process zone size of concrete. In: Materials & Structures (1990), Vol. 23, S. 461-465

[Ril92] RILEM Draft Recommendation 1992. Determination of the Specific Fracture Energy and Strain Softening of AAC. AAC 14.1

[Ril04] RILEM TC QFS Quasibrittle Fracture Scaling and Size Effect - Final Report. In: Materials and Structures (RILEM) 37 (2004), Nr. 272, S. 547-568

[Ros82] Rossmanith, H.-P.: Grundlagen der Bruchmechanik. Wien : Springer, 1982

[Rot97] Rots, J. G. (Ed.): Structural Masonry - An Experimental / Numerical Basis for Practical Design Rules. A.A. Balkemema, Rotterdam, 1997

[Sam94] Samarasinghe, W. ; Lawrence, S.J.: Behaviour of Masonry Under Combined Torsion and Compression. Calgary : Masonry Council of Canada, University of Calgary, 1994. - In: Proceedings of the 10th International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, Canada, 5-7 July, 1994, (Shrive, N.G.; et al(Ed.)), Vol. 2, S.1057-1066

[Sam98] Samarasinghe, W. ; Lawrence S.J. ; Page, A.W.: Standardising the Bond Wrench. Rockhampton : CQU Publishing Unit, 1998. - In: Proceedings of the 5th Australasian Masonry Conference, Gladstone, Australia, 1 -3 July 1998, (Page, A.W. ; Dhanasekar, M. ; Lawrence, S. (Ed.)), S. 335-344

[Sam99] Samarasinghe, W. ; Lawrence, S.J. ; Page, A.W.: Numerical and Experimental Evaluation of the Bond Wrench Test. In: Masonry International 12 (1999), Nr. 3, S. 89-95

[Sch87] Schubert, P.: Zur Haftscherfestigkeit zwischen Mörtel und Mauerstein. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 12 (1987), S. 497-506

[Sch89] Schubert, P. ; Metzemacher, H.: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht und parallel zur Lagerfuge. Aachen : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 1989. - Forschungsbericht Nr. F 275

[Sch97] Schubert, P.: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk - Untersuchungsergebnisse an kleinen Wandprüfkörpern. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 22 (1997), S. 611-628

[Sch03] Schubert, P. ; Schmidt, U.: Biegzugfestigkeit von Mauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung, 2003. - Forschungsbericht Nr. F 686

[Sch03a] Schubert, P. ; Schmidt, U.; Hannawald, J.: Neubewertung der rechnerischen Schubtragfähigkeit von Ziegelmauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung, 2003. - Forschungsbericht Nr. F 808

[Sch04] Schmidt, U. ; Schubert, P.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk – Teil 2: Biegezugfestigkeit. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 29 (2004), S. 3-26

[Sch05] Schlegel, R. ; Rautenstrauch, K.: Numerische Modellierung von Mauerwerk. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 31 (2005), S. 365-398

[Sch06] Schubert, P.; Graubohm, M.: Eigenschaftswerte von Kalksandsteinen unter Zugbeanspruchung. In: Mauerwerk 10 (2006), Nr. 3, S. 112-116

[Sch07] Schubert, P.; Graubohm, M.: Eigenschaftswerte von Leichtbetonsteinen unter Zugbeanspruchung. In: Mauerwerk 11 (2007), Nr. 1, S. 48-53

[Sch08] Schmidt, U. ; Graubohm, M. ; Brameshuber, W.: Porenbetoneigenschaften für DIN 1053-1. Aachen : Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 2008. - Forschungsbericht Nr. F 7057

[Sch08a] Schneider, K.-J. ; Goris, A.: Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 18. Aufl. Düsseldorf : Werner, 2008

[Sch10] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen. Berlin : Ernst & Sohn. - In: Mauerwerk-Kalender 35 (2010), S. 3-26

[Sch10a] Schmidt, U.; Hannawald, J.; Brameshuber, W.: Influence of Torsion on Flexural Strength of Masonry. Dresden : Alinea Digitaldruck, 2010. - In: Proceedings of the 8th International Masonry Conference, Dresden, 4th - 7th July 2010, (Jäger, W. ; Haseltine, B. ; Fried, A. (Eds.)), S 1713-1722

[Slo92] Slowik, V. ; Wittmann, F.H.: Fracture Energy Strain Softening of AAC. Rotterdam : Balkema, 1992. - In: Advances in Autoclaved Aerated Concrete, Proceedings of the 3rd RILEM International Symposium, Zürich, Switzerland, 14-16 October 1992 (Wittmann, F.H. (Ed.)), S. 141-145

[Ste09] Steinbach, F.: Tragverhalten zweiachsig gespannter Mauerwerkwände. Fakultät für Architektur der Universität Karlsruhe (2009), Dissertation

[Stö90] Stöckl, S. ; Hofmann, P. ; Mainz, J.: A Comparative Finite Element Evaluation of Mortar Joint Shear Tests. In: Masonry International, Journal of the British Masonry Society 3 (1990), Nr. 3, S. 101-104

[Ton92] Tonn, V.: Ein Beitrag zum Tragverhalten von zweiachsig gespannten gemauerten Wänden unter gleichzeitig wirkender horizontaler und vertikaler Belastung. Darmstadt, Technische Hochschule, 1992, Dissertation

[Tor05] Torchalla, S.: Mechanische Eigenschaften von Mauersteinen. RWTH Aachen University, Fachbereich 3, Institut für Bauforschung, 2005. - Diplomarbeit (unveröffentlicht)

[Ver03] Vermeltfoort, A.T.: Deformation of Masonry Prisms that are Eccentrically Loaded in Compression. Madison : Omnipress, 2003. - In: Proceedings of the Ninth North American Masonry Conference, Clemson University of Clemson, South Carolina, June 1-4, 2003, S. 837-848

[Wil02] Willis, C.R. ; Griffith, M.C. ; Lawrence, S.J.: Horizontal Bending of Face-Loaded Brick Masonry Wallettes. Stoke-on-Trend : British Masonry Society. - In: Proceedings of the British Masonry Society (9) (2002), S. 551-558

[Wil04] Willis, C.R.: Design of Unreinforced Masonry Walls for Out-of-Plane Loading. Adelaide, University of Adelaide, School of Civil and Environment Engineering, Thesis, 2004

[Wil04a] Willis, C.R. ; Griffith, M.C. ; Lawrence, S.J.: Horizontal Bending of Unreinforced Clay Brick Masonry. In: Masonry International 17 (2004), Nr. 3, S. 109-121

[Wil05] Wille, K. ; Dehn, F. ; Tue, N.V.: Bruchmechanische Kenngrößén hochfester Leichtbetone. In: Bauingenieur 80 (2005), Nr. 6, S. 327-333

[Zho92] Zhou, W. ; Feng, N. ; Yan, G.: Fracture Energy Experiments of AAC and its Fractal Analysis. Rotterdam : Balkema, 1992. - In: Advances in Autoclaved Aerated Concrete, Proceedings of the 3rd RILEM International Symposium, Zürich, Switzerland, 14-16 October 1992 (Wittmann, F.H. (Ed.)), S. 135-140

[Zie80] Ziegeldorf, S. ; Müller, H.S. ; Hilsdorf, H.K.: A Model Law for the Notch Sensitivity of Brittle Materials. In: Cement and Concrete Research 10 (1980), Nr. 5, S. 589-599

[Zij04a] Zijl van, G.P.A.G.: Modeling Masonry Shear-Compression: Role of Dilatancy Highlighted. In: Journal of Engineering Mechanics ASCE 130 (2004), Nr. 11, S. 1289-1296

[Zij04b] Zijl van, G.P.A.G.: Masonry Shear Response Characterisation. In: Masonry International 17 (2004), Nr. 1, S. 26-32

Zitierte Normen

DIN 1053-1:1996-11 Mauerwerk - Teil 1: Berechnung und Ausführung.

DIN 1053-100:2007-09 Mauerwerk - Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts.

DIN 1053-11:2009-03 Entwurf Mauerwerk - Teil 11: Vereinfachtes Nachweisverfahren für unbewehrtes Mauerwerk

DIN 1053-13:2009-03 Entwurf Mauerwerk - Teil 13: Genaueres Nachweisverfahren für unbewehrtes Mauerwerk

DIN 18555-5:1986-03 Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Festmörteln; Bestimmung der Haftscherfestigkeit von Mauermörteln

DIN V 18580:2007-03 Mauermörtel mit besonderen Eigenschaften

DIN EN 1052-2:1999-10 Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 2: Bestimmung der Biegezugfestigkeit; Deutsche Fassung EN 1052-2:1999

DIN EN 1052-3:2007-06 Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit); Deutsche Fassung EN 1052-3:2002 + A1:2007

DIN EN 1052-5:2005-06 Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 5: Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit; Deutsche Fassung EN 1052-5:2005

DIN EN 1996-1-1:2013-02 Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + A1:2012

DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

DIN EN 1996-1-1/NA/A1:2013-07 Entwurf Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1

Quellen der Versuchsdatenbank

[V1] Schubert, P. ; Meyer, U.: Biegezug- und Zugtragfähigkeit von unbewehrtem und bewehrtem Leichtmauerwerk aus Naturbimsbetonsteinen. Aachen : Institut für Bauforschung, 1995. - Forschungsbericht Nr. F 421

[V2] Schubert, P. ; Meyer, U.: Biegezug- und Zugtragfähigkeit von unbewehrtem und bewehrtem Kalksandstein- Mauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung, 1995. - Forschungsbericht Nr. F 417

[V3] Schubert, P. ; Meyer, U.: Biegezugtragfähigkeit von bewehrtem und unbewehrtem Mauerwerk aus Hochlochziegeln. Aachen : Institut für Bauforschung, 1996. - Forschungsbericht Nr. F 427

[V4] Schubert, P. ; Krechting, A.: Ergänzende Versuche zur Biegezugfestigkeit und Untersuchungen zur Torsionshaftscherfestigkeit von Porenbeton-Plansteinmauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung, 2000. - Forschungsbericht Nr. F 715

[V5] Anstötz, W.: Zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Kalksand-Plansteinmauerwerk. Hannover : Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung. - In: Mitteilungen Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung Universität Hannover (1990), Nr. 61 (Dissertation)

[V6] Schubert, P. ; Metzemacher, H.: Prüfung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus Kalksandplansteinen und Dünnbettmörtel. Aachen : Institut für Bauforschung, 1989. - Prüfbericht Nr. A 1939

[V7] Schubert, P. ; Meyer, U.: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus Hochlochziegeln. Aachen : Institut für Bauforschung, 1992. - Prüfbericht Nr. A 2387

[V8] Schubert, P. ; Metzemacher, H.: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht und parallel zur Lagerfuge. Aachen : Institut für Bauforschung, 1987. – Forschungsbericht Nr. F 275

[V9] Schubert, P. ; Meyer, U. ; A 2950: Biegeversuche an bewehrtem Porenbeton-Mauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung, 1995

[V10] MPA Bau Hannover; Prüfbericht 960331-A-: Ermittlung der Biegezugfestigkeit von Planziegelmauerwerk. Hannover : Materialprüfanstalt für das Bauwesen, 1996.

[V11] MPA Bau Hannover; Prüfbericht 982725-A-: Ermittlung der Biegezugfestigkeit von Ziegelmauerwerk nach dem bond-wrench-Verfahren und an Wandprüfkörpern. Hannover : Materialprüfanstalt für das Bauwesen, 1998.

[V12] MPA Bau Hannover; Prüfbericht 974335-Th-: Biegetragfähigkeitsversuche an Porenbetonwänden. Hannover : Materialprüfanstalt für das Bauwesen, 1997.

[V13] MPA Bau Hannover; Prüfbericht 970969-A-: Biege- und Haftscherversuche an Porenbetonmauerwerk. Hannover : Materialprüfanstalt für das Bauwesen, 1997.

[V14] Laborbericht der Fa. Ytong, 1990

[V15] Reichenbach, H. ; Mayrhofer, C. ; Ernst-Mach-Institut: Dynamisches Verhalten von Sonderkonstruktionen zur nachträglichen Ertüchtigung vorhandener Bausubstanz "Bewehrtes Mauerwerk". Freiburg i.Br. : Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut 1989. - Forschungsbericht Nr. E 2/89; BI7-81 07 88-5, EDV-Nr. 226106

[V16] MPA Bau Hannover; Prüfungszeugnis 562/95-A/Li-: Prüfung der Biegetragfähigkeit von Porenbeton-Mauerwerk. Hannover: Materialprüfanstalt für das Bauwesen, 1995

[V17] Schubert, P. ; Schmidt, U.: Rechnerische Bestimmung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk. Aachen : Institut für Bauforschung, 2003. - Forschungsbericht Nr. F 686

[V18] MPVA Neuwied; AiF Forschungsvorhaben Nr. 6558: Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen mit Dünnbettmörtel – Einfluß auf Tragfähigkeit und Wärmedämmung. Neuwied: Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, 1987.

[V19] Al Bosta, S. ; Schäfer, K.: Untersuchung des Einflusses von transparenten Wärmedämmsystemen auf altbauübliche inhomogene Außenwandkonstruktionen. Heft 3: Statisches Verhalten der transparent gedämmten Außenwände. Stuttgart : IRB-Verlag, 1993.- Best.-Nr. T 2639/3, Institut für für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Universität Stuttgart (Hrsg.)

[V20] Schellbach, G. ; Jedamzik, H.-W. ; Institut für Ziegelforschung: Richtwerte der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk als Beitrag zur Baukostendämpfung. Essen : Institut für Ziegelforschung e.V., 1986. - Forschungsbericht = In: Kurzberichte aus der Bauforschung 28 (1987), Nr. 1, S. 47-55

[V21] Roßbach, M.: Einfluß des kapillaren Saugverhaltens von Ziegelmaterial auf die Hydratation des Mörtels in der Lagerfuge und die Festigkeitsentwicklungen des Mauerwerks. Essen : QsM Gesellschaft für Qualitätssicherung und Materialprüfung mbH, 1997. - Forschungsbericht Nr. 8846

[V22] Junge, K. ; Jedamzik, H.-W.: Untersuchung der Flächentragwirkung bei geschoss- bzw. abschnittsweiser Verankerung von Vormauerschalen im Gebrauchs- und Bruchzustand. Essen : Bonn: Forschungsvereinigung Ziegelindustrie, 1992. - Forschungsbericht Nr. 7023

[V23] *Die Werte wurden aus der für [Sch04] erstellten Datenbank übernommen und basieren auf einem internen unveröffentlichten Prüfbericht der Ziegelindustrie.*

VERWENDETE KURZZEICHEN

Kurzzeichen	Einheit	Bedeutung
a	mm	Konstante zur Berechnung der Bruchenergie G_F^{II}
a	mm	Kerbtiefe
a	mm	Ausbreitmaß
b	N/mm	Konstante zur Berechnung der Bruchenergie G_F^{II}
b	mm	Prüfkörperbreite
b_m	mm	Prüfkörperbreite mit augenscheinlichem Haftverbund
b_{mw}	mm	Mauerwerkbreite
c	N/mm²	Haftscherfestigkeit (Adhäsion)
c_0	N/mm²	Anfangshaftscherfestigkeit (ohne Auflast)
c_0	-	bruchmechanischer Parameter aus (Gl. 3.5)
$c_{0,DIN,Ref.}$	N/mm²	Haftscherfestigkeit nach DIN 18 555-5 mit (KS-)Referenzsteinen
c_b	mm	Rissbandbreite
d	mm	Prüfkörperhöhe bzw. -dicke, Wanddicke
d_1, d_2	mm	Wanddicke der Zug- bzw. Druckzone
d_F	mm	Fugendicke
d_{lig}	mm	Ligamenthöhe
d_{mw}	mm	Mauerwerkdicke
f	mm	Durchbiegung
f	-	Formfaktor
f_c	N/mm²	Druckfestigkeit
$f_{c,u}$	N/mm²	Mauerstein-Druckfestigkeit
f_{fl}	N/mm²	Biegezugfestigkeit
f'_{fl}	N/mm²	Biegezugfestigkeit an der Bruchstelle
$f_{fl,m}$	N/mm²	Biegehaftzugfestigkeit
$f_{fl,net}$	N/mm²	Nettobiegezugfestigkeit
$f_{fl,u}$	N/mm²	(tatsächliche) Mauerstein-Biegezugfestigkeit
$f_{fl,u,min}$	N/mm²	Mauerstein-Biegezugfestigkeit im schwächsten Querschnitt
f_{sts}	N/mm²	Spaltzugfestigkeit
f_t	N/mm²	Zugfestigkeit
$f_{t,m}$	N/mm²	Haftzugfestigkeit
$f_{t,net}$	N/mm²	Nettozugfestigkeit
$f_{t,u}$	N/mm²	Mauerstein-Zugfestigkeit
f_v	N/mm²	Anfangsscherfestigkeit geprüft nach DIN EN 1052-3 bzw. DIN 18555-5

Kurzzeichen	Einheit	Bedeutung
f_{v0}	N/mm²	Mindesthaftscherfestigkeit nach DIN V 18580 geprüft nach DIN 18555-5
f_x	N/mm²	Mauerwerk-Biegezugfestigkeit
f_{x1}	N/mm²	Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge
$f_{x1,k}$	N/mm²	charakteristische Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge
f_{x2}	N/mm²	Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge
$f_{x2,k}$	N/mm²	charakteristische Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge
$f_{x2,uv}$	N/mm²	Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge von Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen
$f_{x2,vm}$	N/mm²	Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge von Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen
Δf_{x2}	%	Unterschied zwischen experimentell und mit Berechnungsansätzen bestimmte Biegezugfestigkeit
h	mm	Prüfkörperhöhe
h_m	M.-%	Feuchtegehalt
h_{mw}	mm	Mauerwerkhöhe
h_u	mm	Mauersteinhöhe
k	-	Kerbempfindlichkeit
l	mm	Prüfkörperlänge
l_0	mm	Ausgangslänge
l_1	mm	bruchmechanischer Parameter aus (Gl. 3.5)
l_{ch}	mm	charakteristische Länge
l_i	mm	Abstand Lasteinleitungslager beim Vierpunkt-Biegeversuch
l_m	mm	Prüfkörperlänge mit augenscheinlichem Haftverbund
l_s	mm	Stützweite
l_u	mm	Mauersteinlänge
Δl	mm	Längenänderung
m_{x1}, m_{x2}	Nm/m	längenbezogenes Biegemoment senkrecht bzw. parallel zu den Lagerfugen
min, max	-	kleinster, größter Einzelwert
n	-	Prüfkörperanzahl
q	-	Formparameter der SRD nach [Han06]
r	mm	Distanz bis zu der $\Delta\psi = 0$, siehe (Gl. 5.5)
r	mm	Radius
r_a	mm	äußerer Radius
r_i	mm	innerer Radius
r_M	mm	mittlerer Radius
t	d	Prüfalter
u	mm	Verformung senkrecht zur Fuge

Kurzzeichen	Einheit	Bedeutung
u_{pl}	mm	plastische Verformung senkrecht zur Fuge
uv	-	unvermörtelte Stoßfugen
ü	mm	Überbindemaß
v	-	Variationskoeffizient
v	mm	Verschiebung parallel zur Fuge (D – Druckseite, Z- Zugseite)
v_{el}	mm	elastische Verschiebung parallel zur Fuge
v_M	mm	mittlere Verschiebung im Hohlzylinder
v_{pl}	mm	plastische Verschiebung parallel zur Fuge
vm	-	vermörtelte Stoßfugen
w	mm	Rissbreite, Rissöffnung (senkrecht zur Fuge)
w_1	mm	x-Achsenabschnitt der Anfangstangente des SRD
w_c	mm	Rissöffnung für $\sigma_Z = 0$
x	mm	Druckzonenbreite
B	-	Prüfrichtung Mauersteinbreite
D	mm	Durchmesser
D_a	mm	Außendurchmesser
D_i	mm	Innendurchmesser
D_m	mm	Prüfkörperdurchmesser mit augenscheinlichem Haftverbund
E	N/mm²	E-Modul
E_0	N/mm²	Tangenten-E-Modul im Ursprung
E_{33}	N/mm²	Sekanten-E-Modul bei 33% der Maximallast
E_m	N/mm²	E-Modul Mörtel
E_u	N/mm²	E-Modul Stein
F	N	Kraft
F	-	Fugenversagen
F_{max}	N	maximale Kraft
ΔF	N	Kraftkorrektur bei Mauerwerk-Biegeversuchen
G	N/mm²	Schubmodul
G_0	N/mm²	Tangenten-Schubmodul im Ursprung
G^*_0	N/mm³	Tangenten-Schubmodul im Ursprung bezogen auf Fugendicke
G_{Ic}	N/mm	Kritische Energiefreisetzungsrate
G_F^I	N/mm	Bruchenergie im Modus I (Zug)
$G_{F\,(0,035)}^I$	-	bezogene Bruchenergie im Modus I (Zug) für eine Rissöffnung w = 0,035 mm
G_F^{II}	N/mm	Bruchenergie im Modus II (Schub)
H	-	Prüfrichtung Mauersteinhöhe

Kurzzeichen	Einheit	Bedeutung
K_1, K_2	$N/mm^{3/2}$	Spannungsintensitätsfaktor am abgelenkten Riss bei geschichteten Materialien im Modus I bzw. Modus II
K_I, K_{II}	$N/mm^{3/2}$	Spannungsintensitätsfaktor im Modus I (Zug) bzw. Modus II (Schub)
K_{Ic}	$N/mm^{3/2}$	kritischer Spannungsintensitätsfaktor (Modus I)
L	-	Luftgehalt Frischmörtel
L	-	Prüfrichtung Mauersteinlänge
LF	-	Lagerfuge
M	Nm	Moment
M_{max}	Nm	maximales Moment
M_{res}	Nm	Restmoment (Gleitreibung)
M_{Riss}	Nm	Moment bei Erstrissbildung
M_{SF}	Nm	über die Stoßfuge übertragendes Mauerwerk-Biegemoment
M_T	Nm	Torsionsmoment
$M_{T,cal}$	Nm	analytisch berechnetes Torsionsmoment
$M_{T,max}$	Nm	maximales experimentell bestimmtes Torsionsmoment
$M_{T,FE}$	Nm	numerisch berechnetes Torsionsmoment
$M_{T,pl}$	Nm	berechnetes plastisches Torsionsmoment
MW	-	Mittelwert
PK	-	Prüfkörper
S	-	Steinversagen
SF	-	Stoßfuge
VF	-	Versagensfall
W	mm^3	Widerstandsmoment
$W_{T,el}$	mm^3	Torsionswiderstandmoment (St.-Venant)
$W_{T,el,pl}$	mm^3	plastisches Torsionswiderstandsmoment nach der Sandhügel-Analogie

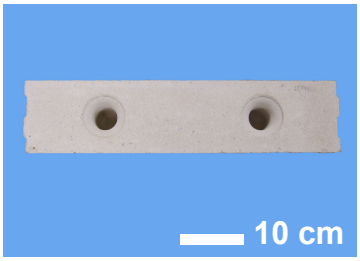
Kurzzeichen	Einheit	Bedeutung
α	-	Parameter in (Gl. 8.6)
α_1, α_2, α_3	-	Traglasterhöhung zur Berücksichtigung der Stoßfugenvermörtelung auf das Tragverhalten bei Fugenversagen, siehe (Gl. 8.29) bis (Gl. 8.32)
α_ε, α_σ	°	Hauptspannungsrichtungen aus Dehnungen und Spannungen
$\beta_{D,st}$	N/mm²	mittlere Mindest-Steindruckfestigkeit (DIN 1053)
$\beta_{N,st}$	N/mm²	Steinfestigkeitsklasse (DIN 1053)
β_{HS}	N/mm²	Haftscherfestigkeit
β_{RZ}	N/mm²	Rechenwert der Steinzugfestigkeit (DIN 1053)
δ	-	Dilatanz-Softeninggradient, siehe (Gl. 5.4)
δ_M	mm	mittlere Dicke eines Hohlzylinders
ε	mm/m	Dehnung
ε_{el}	mm/m	elastische Dehnung
ε_r	mm/m	Dehnung in der Rissprozesszone
ε_u	mm/m	Dehnung außerhalb der Rissprozesszone
ε_D	mm/m	Dehnung bei Druckbeanspruchung
ε_Z	mm/m	Dehnung bei Zugbeanspruchung
ε_{100}	mm/m	Bruchdehnung
φ	°	Drehwinkel (s. Bild 5.4)
φ (ü, ü/d)	-	Faktoren zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in torsionsbeanspruchten Lagerfugen
γ	-	Gleitung (s. Bild 5.4)
κ	-	Abminderungsfaktor, siehe (Gl. 8.30)
λ	-	= d / l_s (Biegeschlankheit)
ν	-	Querdehnzahl
ρ_{fr}	kg/dm³	Frischmörtelrohdichte
ρ_d	kg/dm³	Trockenrohdichte
σ	N/mm²	Spannung
σ_{BD}	N/mm²	Biegedruckspannung
σ_{BZ}	N/mm²	Biegezugspannung
$\sigma_{BZ,mw}$	N/mm²	Biegezugspannung im Mauerwerk in Bild 6.15
$\sigma_{BZ,u}$	N/mm²	Biegezugspannung im Mauerstein in Bild 8.4
$\sigma_{BZ,Riss,mw}$	N/mm²	Mauerwerk-Biegezugspannung bei Erstrissbildung
σ_C	N/mm²	Kritische Spannung
σ_D	N/mm²	Druckspannung
σ_N	N/mm²	Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge
σ_u	N/mm²	Druckspannung bei der keine Dilatanz mehr auftritt

Kurzzeichen	Einheit	Bedeutung
σ_{xx}	N/mm²	Normalspannung senkrecht zur Stoßfuge (FE-Simulation Mauerwerkwände)
σ_{yy}	N/mm²	Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge (FE-Simulation Mauerwerkwände)
σ_Z	N/mm²	Zugspannung
τ	N/mm²	Scherspannung
τ_M	N/mm²	mittlere Scherspannung
τ_{max}	N/mm²	maximale Scherspannung
τ_{res}	N/mm²	Restscherspannung (reine Reibung)
τ_{pl}	N/mm²	plastische Scherspannung
τ_x, τ_{zx}	N/mm²	Scherspannung in x-Richtung (z-Ebene), Bilder 5.5 und 8.7
τ_y, τ_{zy}	N/mm²	Scherspannung in y-Richtung (z-Ebene), Bilder 5.5 und 8.7
τ_{xy}	N/mm²	resultierende Scherspannung in der Lagerfuge (z-Ebene) (FE-Simulation Torsionsversuche)
τ_{xz}	N/mm²	resultierende Scherspannung in der Lagerfuge (y-Ebene) (FE-Simulation Mauerwerkwände)
τ_z	N/mm²	Scherspannung in der Stoßfuge bzw. im Mauerstein (x-Ebene) (FE-Simulation Mauerwerkwände) in Richtung Wanddicke
ϕ, Φ	-	Reibungskoeffizient
ϕ_0, Φ_0	-	Haft- bzw. Anfangsreibungskoeffizient
ϕ_R, Φ_R	-	Gleit- bzw. Restreibungskoeffizient
ψ	-	Dilatanzkoeffizient
ψ_0	-	Anfangsdilatanzkoeffizient bei $\sigma = 0$ und $v_{pl} = 0$ (Gl. 5.4, Gl. 5.5)
ζ	-	Materialfaktor in (Gl. 8.4)
A(d)	-	Parameter in (Gl. 8.1) und (Gl. 8.2)
B(d)	-	Parameter in (Gl. 8.1) und (Gl. 8.3)
E	-	Parameter in (Gl. 8.1)

ANHANG

*Der **ANHANG B bis G** ist nicht abgedruckt und auf der beiliegenden CD enthalten.*

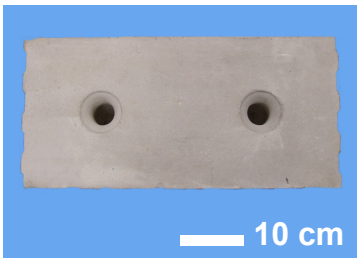
Verwendete Mauersteine



Kalksandstein KSa

l / b / h	mm	498 / 115 / 249
$f_{c,u}$	N/mm²	34,0 (f = 1,2)
ρ_d	kg/dm³	1,80
h_m	M.-%	2,2
Projekt:		[Sch03], [Tor05]

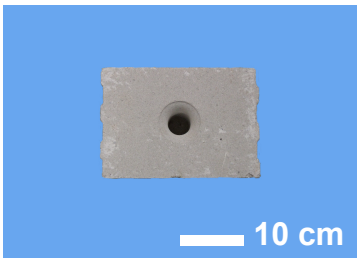
2 Hantierlöcher
- Durchmesser: 40-65 mm
- Tiefe: 79 mm



Kalksandstein KSb

l / b / h	mm	498 / 240 / 248
$f_{c,u}$	N/mm²	30,9 (f = 1,2)
ρ_d	kg/dm³	1,76
h_m	M.-%	5,1
Projekt:		[Sch03], [Tor05]

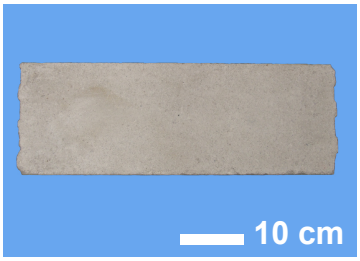
2 Hantierlöcher
- Durchmesser: 37–65 mm
- Tiefe: 74 mm



Kalksandstein KSd

l / b / h	mm	248 / 175 / 248
$f_{c,u}$	N/mm²	25,8 (f = 1,2)
ρ_d	kg/dm³	1,76
h_m	M.-%	2,6
Projekt:		[Bra06a], [Bra08c], [Con09]

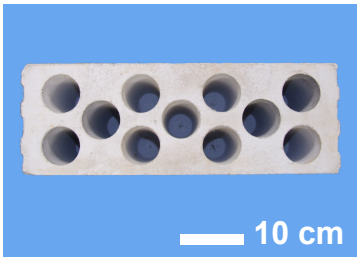
1 Hantierloch
- Durchmesser: 40-65 mm
- Tiefe: 73 mm



Kalksandstein KSe

l / b / h	mm	499 / 174 / 248
$f_{c,u}$	N/mm²	30,1 (f = 1,2)
ρ_d	kg/dm³	1,84
h_m	M.-%	4,2
Projekt:		[Bra08e], [Con09]

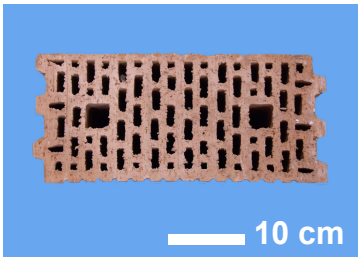
keine Hantierlöcher



Kalksand-Lochstein KSf

l / b / h	mm	499 / 175/ 248
$f_{c,u}$	N/mm²	18,3 (f = 1,2)
ρ_d	kg/dm³	1,36
h_m	M.-%	2,7
Projekt:		[Bra08e]

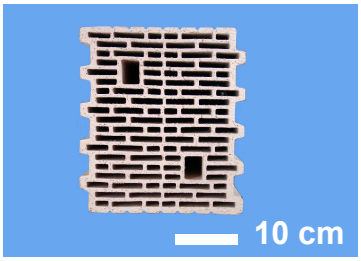
3 Lochreihen
- Durchmesser: 59 mm
- geschlossener Deckel



Hochlochziegel HLza

l / b / h	mm	371 / 170 / 240
$f_{c,u}$	N/mm²	23,3 (f = 1,0)
ρ_d	kg/dm³	1,80
h_m	M.-%	0
Projekt:		[Sch03]

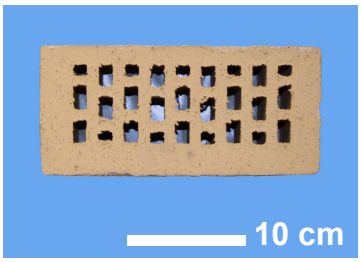
Stegdicken
- außen: i. M. rd. 11 mm
- innen: i. M. rd. 6 mm
- Summe längs: 239 mm/m
- Summe quer: 270 mm/m



Hochlochziegel HLzb

l / b / h	mm	247 / 298 / 250
$f_{c,u}$	N/mm²	13,6 (f = 1,0)
ρ_d	kg/dm³	0,74
h_m	M.-%	0
Projekt:		[Sch03], [Bra08d]

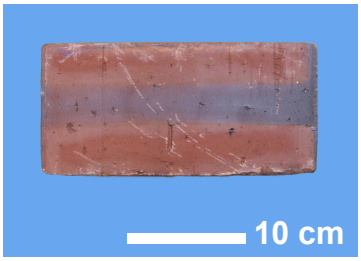
Stegdicken
- außen: i. M. rd. 6,5 mm
- innen: i. M. rd. 5 mm
- Summe längs: 343 mm/m
- Summe quer: 130 mm/m



Hochlochklinker KHLzd

l / b / h	mm	243 / 113 / 71
$f_{c,u}$	N/mm²	59,7 (f = 1,0)
ρ_d	kg/dm³	1,64
h_m	M.-%	1,2
Projekt:		[Bra07a], [Bra08a], [Con09]

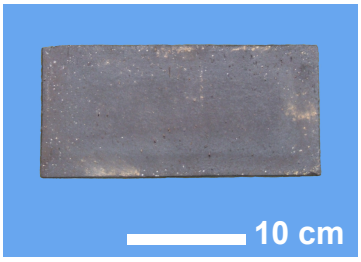
Stegdicken
- außen: rd. 25 / 15 mm
- innen: i. M. rd. 8 mm
- Summe längs: 496 mm/m
- Summe quer: 469 mm/m



Vormauer-Vollziegel VMzb

l / b / h	mm	240 / 115 / 71
$f_{c,u}$	N/mm²	139,4 (f = 1,0)
ρ_d	kg/dm³	2,04
h_m	M.-%	0
Projekt:		[Tor05]

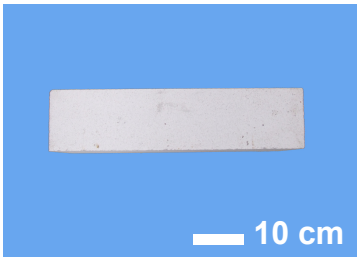
-



Vormauer-Vollziegel VMzc

l / b / h	mm	240 / 115 / 71
$f_{c,u}$	N/mm²	90,6 (f = 1,0)
ρ_d	kg/dm³	2,18
h_m	M.-%	0
Projekt:		[Bra07a], [Bra08a], [Con09]

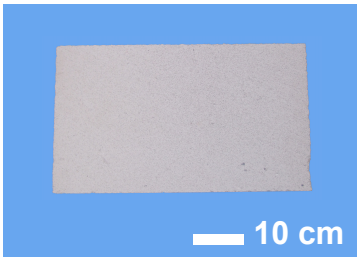
-



Porenbeton-Planstein PPa

l / b / h	mm	500 / 115 / 249
$f_{c,u}$	N/mm²	3,1 (f = 1,0)
ρ_d	kg/dm³	0,39
h_m	M.-%	38,5
Projekt:		[Sch03]

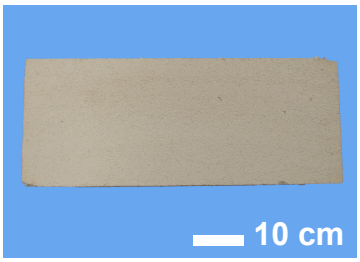
keine Griffhilfen
ohne Nut+Feder



Porenbeton-Planstein PPb

l / b / h	mm	500 / 300 / 249
$f_{c,u}$	N/mm²	4,4 (f = 1,2)
ρ_d	kg/dm³	0,48
h_m	M.-%	37,5
Projekt:		[Bra05a], [Tor05]

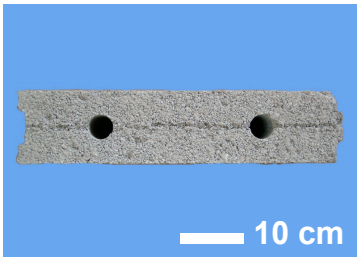
keine Griffhilfen
ohne Nut+Feder



Porenbeton-Planstein PPc

l / b / h	mm	625 / 240 / 249
$f_{c,u}$	N/mm²	1,98 (f = 1,0)
ρ_d	kg/dm³	0,38
h_m	M.-%	47,1
Projekt:		[Bra06b], [Tor05]

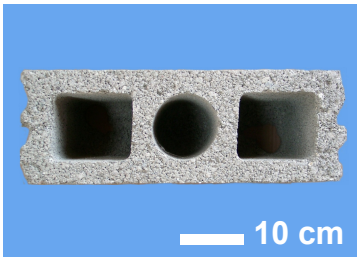
keine Griffhilfen
ohne Nut+Feder



Leichtbeton-Vollblock LBa

l / b / h	mm	497 / 114 / 239
$f_{c,u}$	N/mm²	20,9 (f = 1,2)
ρ_d	kg/dm³	1,78
h_m	M.-%	7,9
Projekt:		[Sch03], [Tor05]

2 Hantierlöcher
- Durchmesser: 35 mm
durchgehend

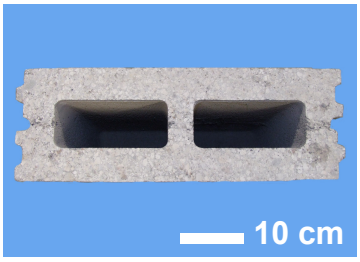


Leichtbeton-Hohlblock LBb

l / b / h	mm	499 / 175 / 240
$f_{c,u}$	N/mm²	6,2 (f = 1,2)
ρ_d	kg/dm³	1,04
h_m	M.-%	2,9
Projekt:		[Sch03]

Stegdicken
- außen: 35 mm
- Summe längs: 400 mm/m
- Summe quer: 275 mm/m

2 Hantierlöcher



Leichtbeton-Plan-Hohlblockelement LBd

l / b / h	mm	499 / 176 / 497
$f_{c,u}$	N/mm²	3,4 (f = 1,0)
ρ_d	kg/dm³	0,65
h_m	M.-%	21,5
Projekt:		[Bra07], [Tor05]

Stegdicken
- außen: 51 mm
- Summe längs: 579 mm/m
- Summe quer: 279 mm/m

Tabelle B1: Druckversuche an Zylindern

Mauerstein / Prüfrichtung		D	n	f_c		E_{33}		ε_{100}		E_0 / E_{33}
				MW	v	MW	v	MW	v	
-		mm	-	N/mm²	%	N/mm²	%	mm/m	%	-
KSa	H	50	3	27,2 [25,7…28,2]	4,8	7223 [7050…7479]	3,1	5,52 [4,88…5,90]	3,8	1,14
KSb	H	50	3	23,4 [21,8…24,4]	5,9	9932 [8724…11626]	15,2	4,97 [4,47…5,46]	10,0	1,10
KSd	H	80	6	19,3 [18,4…19,9]	3,3	8522 [8050…9106]	4,7	4,34 [4,04…4,53]	4,3	1,13
	L	50	18	17,5 [16,2…18,1]	3,6	-				
	B	50	6	18,1 [17,1…19,3]	4,3					
	H	50	12	20,6 [19,3…22,9]	5,3					
KSe	H	100	12	24,7 [22,2…26,0]	4,1	10666 [9603…11232]	4,3	4,62 [4,19…5,23]	5,5	1,10
PPb	H	50	4	3,71 [3,60…3,83]	3,2	1699 [1663…1798]	3,9	2,92 [2,82…3,00]	3,3	1,11
PPc	H	50	7	2,46 [2,32…2,56]	3,2	1131 [1078…1209]	4,3	3,01 [2,80…3,17]	4,4	1,13
LBa	H	50	6	17,9 [16,8…19,0]	4,9	10683 [9604…12186]	12,1	3,28 [3,02…3,65]	7,8	1,07
LBd	H	50	6	3,61 [2,76…4,28]	15,5	2310 [2043…2531]	8,3	2,08 [1,61…2,57]	15,6	1,14
VMzb	L	50	13	126,5 [97,4…145,4]	13,8	15567 [12906…17636]	10,7	6,69 [5,59…8,04]	9,5	1,21

Tabelle B2: Zugversuche an Zylindern

Mauerstein / Prüfrichtung		D	n	f_t		E_{33}		ε_{100}		E_0 / E_{33}	f_t / f_c [1)]
				MW	v	MW	v	MW	v		
-		mm	-	N/mm²	%	N/mm²	%	mm/m	%	-	-
KSa	L	50	6	1,64 [1,56…1,79]	5,8	7470 [6959…8076]	5,5	0,34 [0,31…0,74]	15,1	1,05	0,060
KSb	L	50	6	1,95 [1,66…2,12]	8,7	8865 [8362…9441]	5,0	0,32 [0,25…0,37]	13,1	1,06	0,083
KSd	L	80	5	2,31 [2,25…2,35]	1,6	10105 [9319…10741]	5,0	0,35 [0,30…0,41]	10,8	1,10	0,120
	L	50	18	2,15 [1,98…2,34]	5,7	-					0,123
	B	50	6	2,28 [2,19…2,33]	2,6						0,130
	H	50	12	1,99 [1,78…2,18]	6,2						0,114
Kse	L	100	6	3,30 [2,99…3,45]	5,0	12184 [11474…12669]	3,9	0,37 [0,34…0,40]	6,8	1,07	0,134
	H	100	6	2,69 [2,25…3,03]	9,4	12458 [11901…12775]	2,9	0,28 [0,23…0,35]	14,2	1,07	0,109
KSf	H	80	5	2,59 [1,92…2,77]	14,0	11681 [10538…12649]	9,5	0,29 [0,26…0,29]	11,1	1,08	-
PPb	L	50	6	0,55 [0,46…0,63]	11,1	1724 [1575…1817]	4,9	0,39 [0,34…0,43]	9,9	1,07	0,148
PPc	L	50	7	0,31 [0,22…0,42]	22,1	1125 [1019…1447]	13,3	0,31 [0,23…0,44]	23,6	1,05	0,126
LBa	L	50	6	1,97 [1,80…2,10]	5,4	13519 [12911…13992]	2,7	0,19 [0,18…0,22]	7,1	1,09	0,110
LBd	L	50	8	0,52 [0,27…0,69]	26,4	2629 [2175…3135]	13,9	0,27 [0,17…0,39]	27,7	1,09	0,144

1) f_c in Richtung Steinhöhe, Ausnahme: VMzb in Richtung Steinlänge

Tabelle B2 (Fortsetzung): Zugversuche an Zylindern

Mauerstein / Prüfrichtung		D	n	f_t		E_{33}		ε_{100}		E_0 / E_{33}	f_t / f_c [1)]
				MW	v	MW	v	MW	v		
-		mm	-	N/mm²	%	N/mm²	%	mm/m	%	-	-
VMzb	L	50	7	5,68 [5,00…6,63]	9,5	14401 [12601…16233]	10,2	0,44 [0,33…0,57]	19,8	1,03	0,045
VMzc	L	50	18	3,88 [1,86…4,86]	19,5	14088 [10724…17059]	11,5	0,32 [0,21…0,42]	17,2	1,06	-

1) f_c in Richtung Steinhöhe, Ausnahme: VMzb in Richtung Steinlänge

Tabelle B3: Biegezugversuche an Prismen

Mauerstein / Prüfrichtung		gekerbt								ungekerbt				
		a/d	n	$f_{fl,net}$		G_F^I		l_{ch}		n	f'_{fl}		f_{fl}	
				MW	v	MW	v	MW	v		MW	v	MW	v
-		-	-	N/mm²	%	N/m	%	mm	%	-	N/mm²	%	N/mm²	%
KSa	L	0,25	3	2,42 [2,36…2,45]	2,2	53,1 [42,2…68,1]	25,2	148 [117…189]	25,2	3	3,04 [2,92…3,24]	5,7	3,16 [3,04…3,28]	3,7
KSb	L	0,25	2	2,38 [2,37…2,40]	1,0	34,5 [32,1…36,9]	9,8	80 [75…86]	9,8	3	2,90 [2,88…2,95]	1,4	3,18 [3,13…3,21]	1,3
KSd	L	0,25	5	2,83 [2,64…3,05]	5,8	58,8 [48,7…63,9]	10,6	122 [101…133]	10,6	6	3,10 [2,94…3,31]	4,7	3,24 [3,05…3,38]	4,2
		0,50	5	2,90 [2,77…3,04]	4,4	61,3 [53,8…76,2]	14,8	128 [112…159]	14,8	6[1)]	3,07 [2,79…3,26]	5,3	3,16 [3,00…3,28]	3,2
	H	0,25	6	2,40 [2,23…2,53]	4,1	45,0 [39,3…53,6]	13,5	113 [99…135]	13,5	-				
KSe	L	0,25	6	3,50 [3,28…3,69]	4,3	55,6 [48,4…65,1]	13,2	62 [54…73]	13,2	6	4,38 [4,10…4,63]	4,8	4,52 [4,23…4,68]	3,5
		0,50	6	3,84 [3,71…3,96]	2,6	51,3 [47,7…57,3]	6,5	57 [53…64]	6,5	6[1)]	4,50 [4,34…4,65]	3,0	4,74 [4,54…4,85]	2,5

1) aus Steinrand

Tabelle B3 (Fortsetzung): Biegezugversuche an Prismen

Mauerstein / Prüfrichtung		gekerbt								ungekerbt				
		a/d	n	$f_{fl,net}$		G_F^I		l_{ch}		n	f'_{fl}		f_{fl}	
				MW	v	MW	v	MW	v		MW	v	MW	v
-		-	-	N/mm²	%	N/m	%	mm	%	-	N/mm²	%	N/mm²	%
KSe	H	0,25	5	3,22 [3,03…3,43]	5,5	40,9 [36,1…43,7]	7,8	70 [62…75]	7,8	5	3,69 [3,03…4,42]	14,3	4,00 [3,45…4,56]	9,8
		0,50	6	3,41 [3,13…3,65]	5,9	43,4 [37,3…57,2]	16,6	75 [64…98]	16,6	5[1)]	3,73 [3,07…4,39]	14,2	4,07 [3,61…4,47]	9,4
KSf	H	0,25	6	3,27 [2,81…3,83]	10,2	45,4 [40,5…50,3]	7,2	79 [71…88]	7,2	6	3,97 [3,37…4,58]	11,5	4,23 [3,86…4,67]	8,2
PPb	L	0,25	5	0,58 [0,53…0,62]	6,0	8,4 [7,9…9,3]	7,1	48 [45…53]	7,1	5	0,75 [0,72…0,79]	3,9	0,77 [0,74…0,81]	4,0
PPc	L	0,25	3	0,38 [0,36…0,39]	3,7	4,2 [3,8…4,5]	8,2	52 [47…56]	8,2	7	0,53 [0,49…0,60]	7,8	0,57 [0,51…0,61]	7,1
LBa	L	0,25	5	3,66 [3,10…3,96]	9,1	102,3 [71,2…135,9]	27,4	357 [271…473]	27,4	5	2,79 [2,72…2,99]	4,1	3,17 [2,98…3,40]	5,9
LBd	L	0,25	8	1,15 [0,92…1,45]	15,1	24,1 [19,6…32,2]	16,2	227 [191…313]	16,8	7	1,17 [1,03…1,43]	11,3	1,24 [1,09…1,50]	10,1
VMzb	L	0,25	6	6,18 [5,89…6,80]	5,5	53,0 [48,5…59,1]	8,4	24 [22…26]	8,4	6	9,99 [7,86…11,0]	13,1	10,8 [8,2…11,8]	12,1
VMzc	L	0,25	6	6,96 [6,65…7,22]	3,0	67,7 [65,0…72,5]	4,4	68 [65…72]	4,3	6	8,12 [6,79…9,24]	14,6	8,46 [6,79…9,28]	13,6
										6[1)]	10,8 [9,26…12,3]	11,8	11,6 [10,3…12,5]	7,0

1) aus Steinrand

Tabelle B4: Parameter zur Beschreibung der Stoffgesetze der Mauersteinmaterialien
Versuchsergebnisse und numerische Simulation

Mauerstein / Prüfrichtung		Versuch						Simulation								
		f_t	$f_{fl,net}$	f'_{fl}	f_{fl}	G_F^I	l_{ch}	q	w_1	f_t	G_F^I	E	l_{ch}	c_0	$f_{fl,net}$	f_{fl}
-		N/mm²				N/mm	mm	-	10^{-3} mm	N/mm²	N/m	N/mm²	mm	-	N/mm²	
KSa	L	1,64	2,42	3,04	3,16	53,1	148	1,64	19,4	2,30	56,5	7470	80	0,39	2,73	3,02
KSb	L	1,95	2,38	2,90	3,18	34,5	80	1,66	11,9	2,50	35,2	8870	50	0,42	2,64	3,02
KSd	L	2,31	2,83	3,09	3,20	58,8	122	1,61	18,4	2,30	62,9	9150	109	0,34	2,86	3,09
	H	1,99	2,40	-		45,0	113	1,60	13,7	2,07	44,6	8670	90	0,32	2,40	2,69
KSe	L	3,30	3,50	4,44	4,63	55,6	62	1,60	8,3	4,00	54,0	12050	41	0,31	3,61	4,67
								1,61	11,6	3,30	52,9	12050	59	0,36	3,50	4,07
	H	2,69	3,22	3,71	4,04	40,9	70	1,64	9,6	3,30	40,3	11900	44	0,39	3,31	3,99
KSf	H	2,59	3,27	3,97	4,23	45,4	79	-							-	
PPb	L	0,55	0,58	0,75	0,77	8,40	48	1,75	12,8	0,62	7,84	1800	37	0,51	0,62	0,75
PPc	L	0,31	0,38	0,53	0,57	4,18	52	2,30	21,7	0,30	3,95	1000	44	0,82	0,37	0,40
								2,09	13,1	0,45	3,96	1000	20	0,74	0,42	0,53
LBa	L	1,97	3,66	2,79	3,17	102,3	351	1,82	59,6	1,97	103,7	13300	355	0,57	3,64	3,55
LBd	L	0,52	1,15	1,17	1,24	24,1	226	1,74	29,1	0,82	23,9	3000	107	0,50	1,11	1,16
VMzb	L	5,68	6,18	9,99	10,8	53,0	24	2,15	7,0	9,50	53,0	16000	9	0,63	6,22	10,4
VMzc	L	3,88	6,96	8,12	8,46	67,7	68	1,92	11,0	7,26	62,4	16500	20	0,64	6,59	8,46

Tabelle B5: Zugversuche an Voll- und Lochsteinen

Mauerstein / Prüfrichtung		n	$f_{t,u}$		E_{33}		ε_{100}		$f_{t,u}$ / $f_{c,u}$ [1)]
			MW	v	MW	v	MW	v	
-		-	N/mm²	%	N/mm²	%	mm/m	%	-
KSa	L	3	1,28 [1,24…1,35]	4,8	9590	-	0,15	-	0,046
KSb	L	3	1,30 [1,23…1,40]	6,7	8460 [6890…9520]	16,4	0,20 [0,17…0,23]	15,0	0,050
KSd	L	6	1,49 [1,42…1,55]	3,4	9091 [8606…9892]	4,8	0,21 [0,19…0,23]	7,0	0,070
	H	6	1,21 [0,92…1,39]	13,5	9094 [8340…10163]	7,9	0,17 [0,11…0,22]	23,5	0,056
KSe	L	6	1,96 [1,58…2,29]	14,7	13274 [12169…13981]	5,2	0,18 [0,14…0,23]	18,8	0,078
KSf	L	6	0,72 [0,70…0,74]	2,3	8637 [8153…9827]	8,1	0,09 [0,08…0,10]	7,5	0,047
HLzb	L	5	0,28 [0,12…0,49]	59,1	3660 [1530…5710]	46,7	0,15 [0,05…0,23]	52,2	0,021
KHLzd	L	5	2,28 [2,20…2,40]	3,6	10359 [9851…11325]	5,5	0,15 [0,20…0,23]	5,6	0,038

1) Steindruckfestigkeit $f_{c,u}$ ohne Formfaktor (siehe Anhang A)

Tabelle B6: Biegezugversuche an ungekerbten Voll- und Lochsteinen

Mauerstein / Prüfrichtung		l_s	d	b	λ	GK	n	f'_{fl}		f_{fl}	
								MW	v	MW	v
-		mm			-			N/mm²	%	N/mm²	%
KSa	L	440	115	249	3,8	Nein	3	2,76 [2,32…3,07]	14,5	3,02 [2,60…3,25]	12,1
KSb	L	940	240	248	3,9	Nein	5	2,15 [1,77…2,68]	15,9	2,38 [2,05…2,74]	10,3
KSd	L	875	175	248	5	Ja	3	2,82 [2,54…3,09]	9,8	2,90 [2,57…3,29]	12,5
KSe	L	875	175	249	5	Ja	5	3,94 [3,07…4,63]	14,3	4,30 [4,07…4,63]	4,9
							6[1)]	-		3,02 [2,83…3,26]	5,6
KSf	L	875	175	249	5	Ja	6[2)]	1,54 [1,32…1,68]	7,8	1,81 [1,55…1,98]	7,9
							6[3)]	-		1,70 [1,60…1,96]	7,9
PPa	L	440	115	249	5	Nein	5	0,46 [0,35…0,52]	15,3	0,58 [0,53…0,62]	7,9
PPc	L	940	240	249	3,9	Ja	3	0,43 [0,17…0,60]	53,9	0,49 [0,34…0,60]	27,8
LBa	L	440	115	248	3,8	Nein	5	2,32 [2,10…2,61]	8,1	2,44 [2,20…2,73]	9,3
LBb	L	700	175	238	4,0	Nein	5	0,77 [0,63…0,94]	14,5	0,87 [0,76…0,99]	12,0

1) Stirnflächen verklebt
2) 1-Loch in Prüfkörpermitte
3) 2-Löcher in Prüfkörpermitte

Tabelle B6 (Fortsetzung): Biegezugversuche an ungekerbten Voll- und Lochsteinen

Mauerstein / Prüfrichtung		l_s	d	b	λ	GK	n	f'_{fl}		f_{fl}	
								MW	v	MW	v
-		mm			-			N/mm²	%	N/mm²	%
HLza	L	620	175	238	3,5	Nein	5	0,68 [0,46…1,01]	33,9	0,75 [0,50…1,03]	33,1
HLzb	L	1000	300	249	3,3	Nein	5	0,50 [0,45…0,55]	8,0	0,60 [0,53…0,68]	9,4
		1500	300	249	5	Ja	3	0,39 [0,36…0,42]	7,8	0,51 [0,44…0,58]	14,1
VMzc	L	575	115	70	5	Ja	5	4,71 [3,26…6,47]	29,0	7,01 (9,22[1)]) [3,64…10,0]	44,0
KHLzd	L	575	113	71	5	Ja	5	6,69 [5,94…7,11]	7,9	6,69 [6,04…7,35]	8,2

1) ohne Prüfkörper mit Vorschädigung (vermutliche Rissbildung)

Tabelle B7: Biegezugversuche an gekerbten Voll- und Lochsteinen

Mauerstein / Prüfrichtung		l_s	d	b	λ	a/d	n	$f_{fl,net}$	
								MW	v
-		mm			-			N/mm²	%
Hlzb	L	1500	300	249	5	0,26	3	0,75 [0,69…0,84]	10,3
VMzc	L	575	115	70	5	0,24	5	5,59 [5,53…5,64]	0,8
KHLzd	L	575	113	70	5	0,25	5	3,96 [3,84…4,08]	2,6

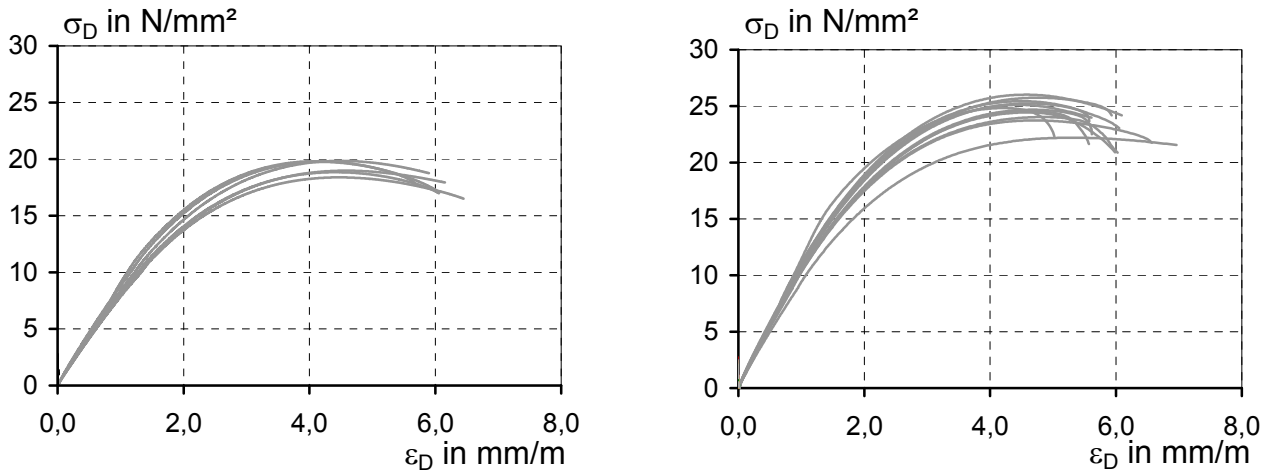


Bild B1: Druckversuche an Zylindern
KSd (links) und KSe (rechts) - Richtung Steinhöhe

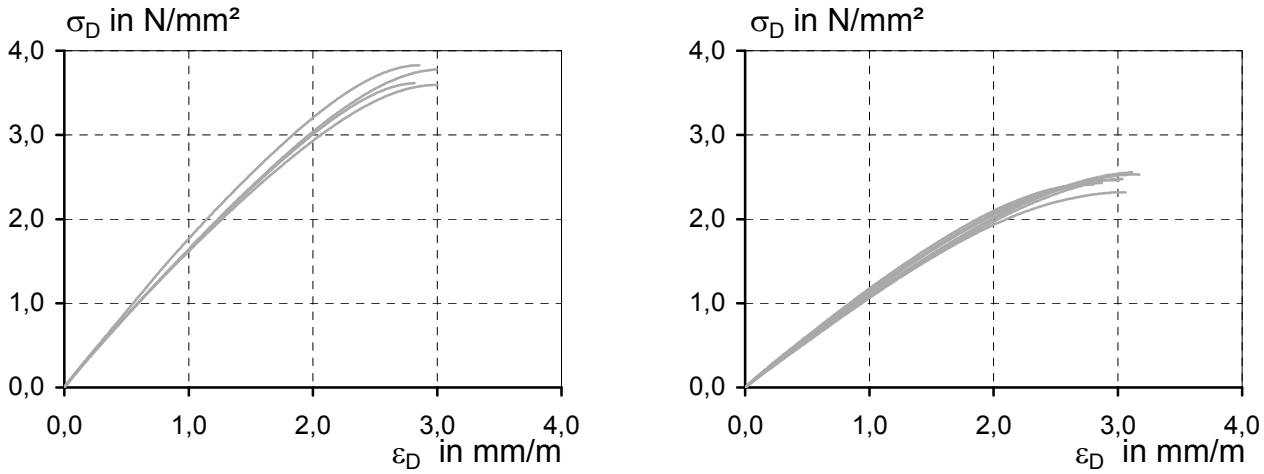


Bild B2: Druckversuche an Zylindern
PPb (links) und PPc (rechts) - Richtung Steinhöhe

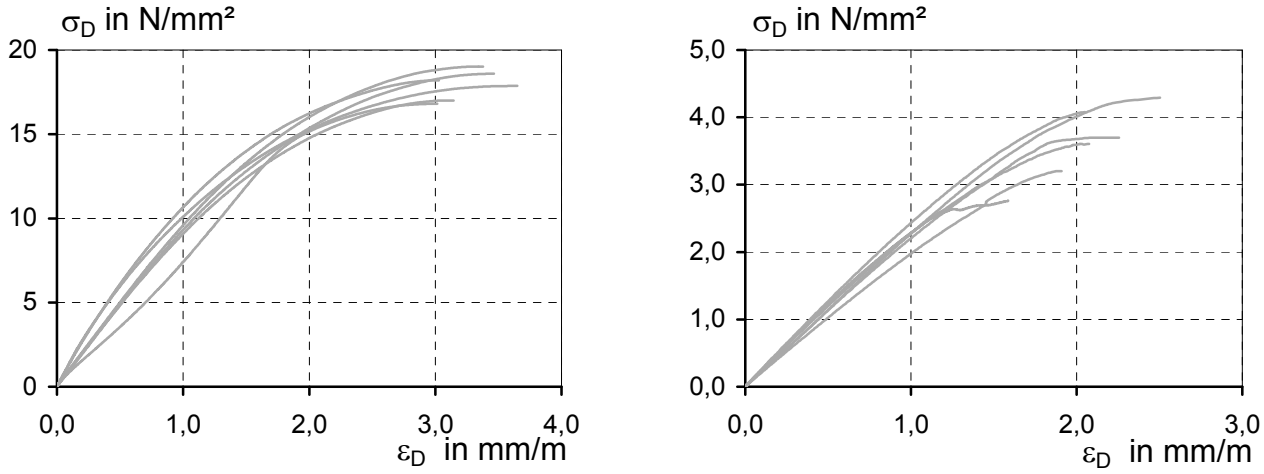


Bild B3: Druckversuche an Zylindern
LBa (links) und LBd (rechts) - Richtung Steinhöhe

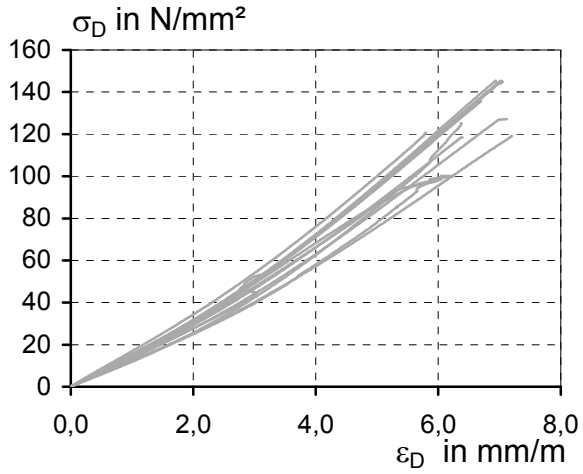


Bild B4: Druckversuche an Zylindern
VMZb - Richtung Steinlänge

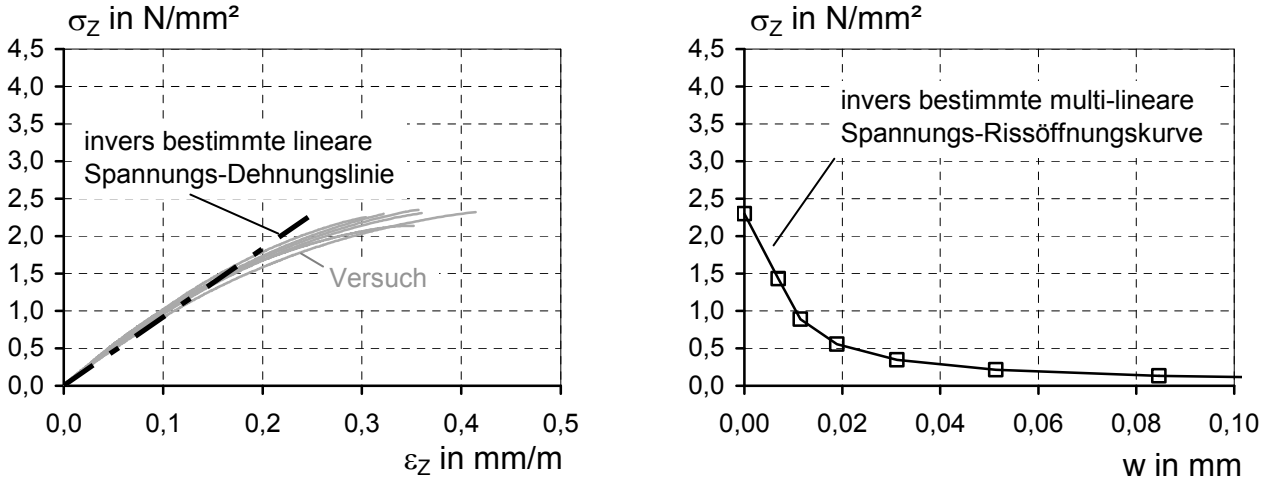


Bild B5: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes
KSd - Richtung Steinlänge

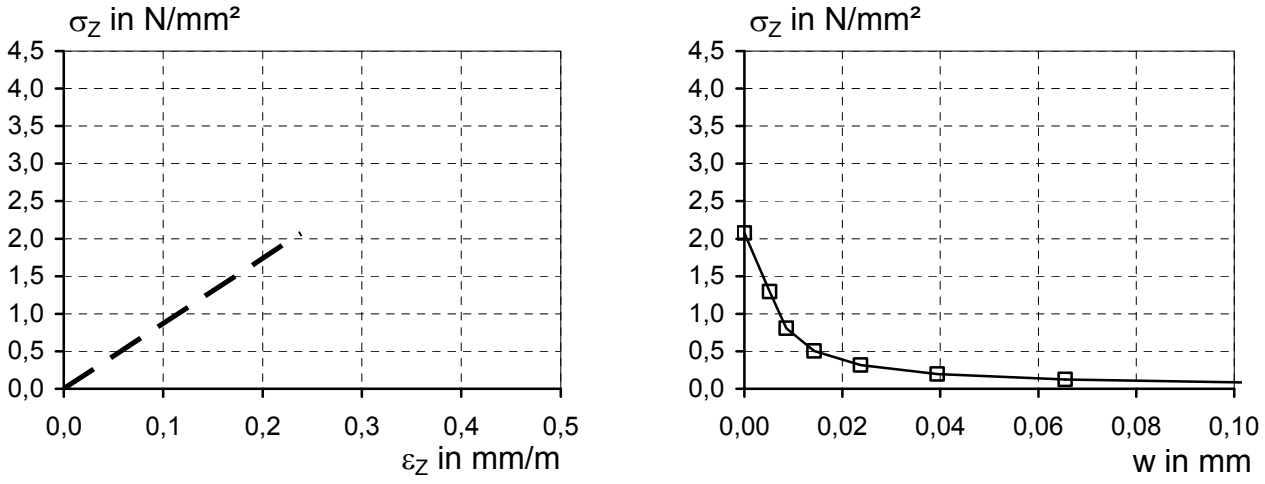


Bild B6: Inverse Bestimmung des Stoffgesetzes
KSd - Richtung Steinhöhe

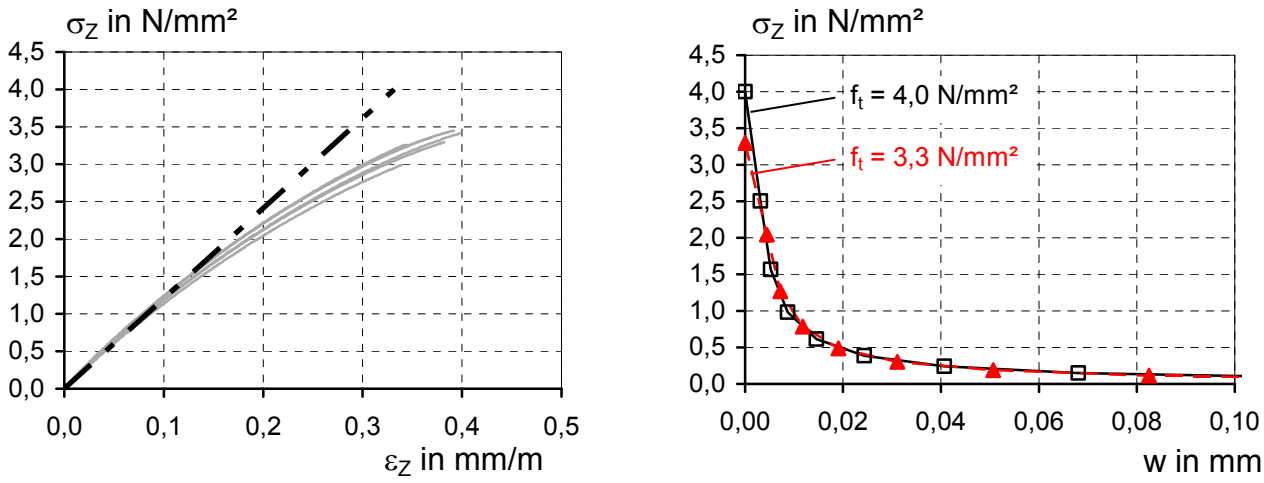


Bild B7: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes KSe - Richtung Steinlänge

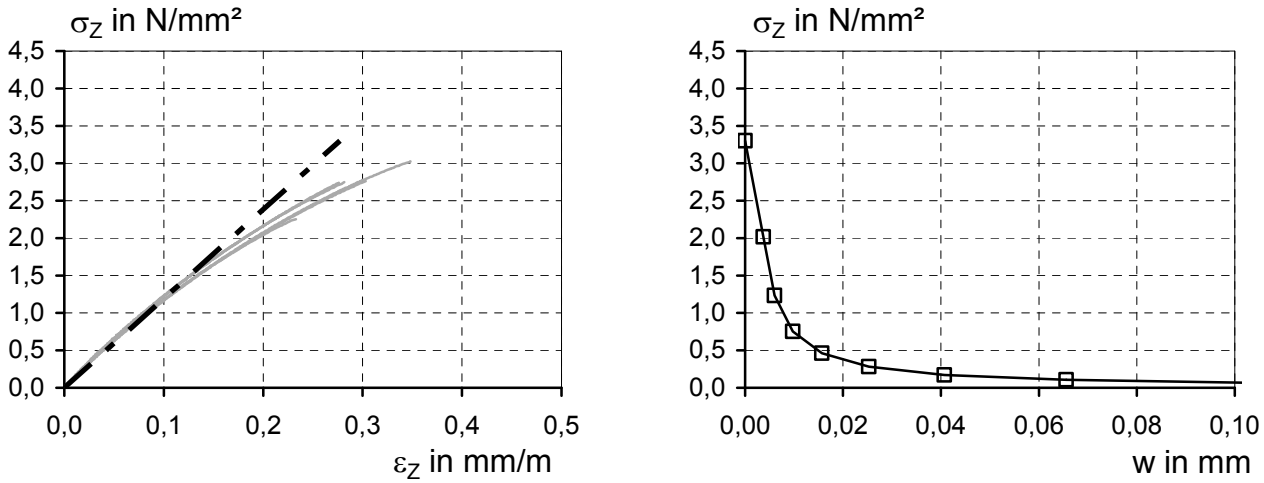


Bild B8: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes KSe - Richtung Steinhöhe

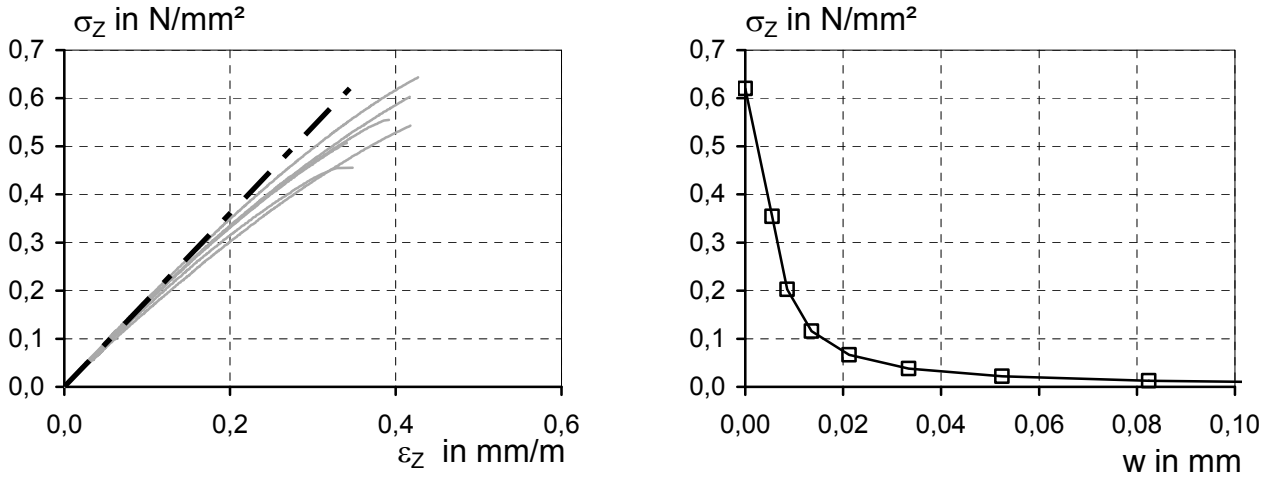


Bild B9: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes PPb - Richtung Steinlänge

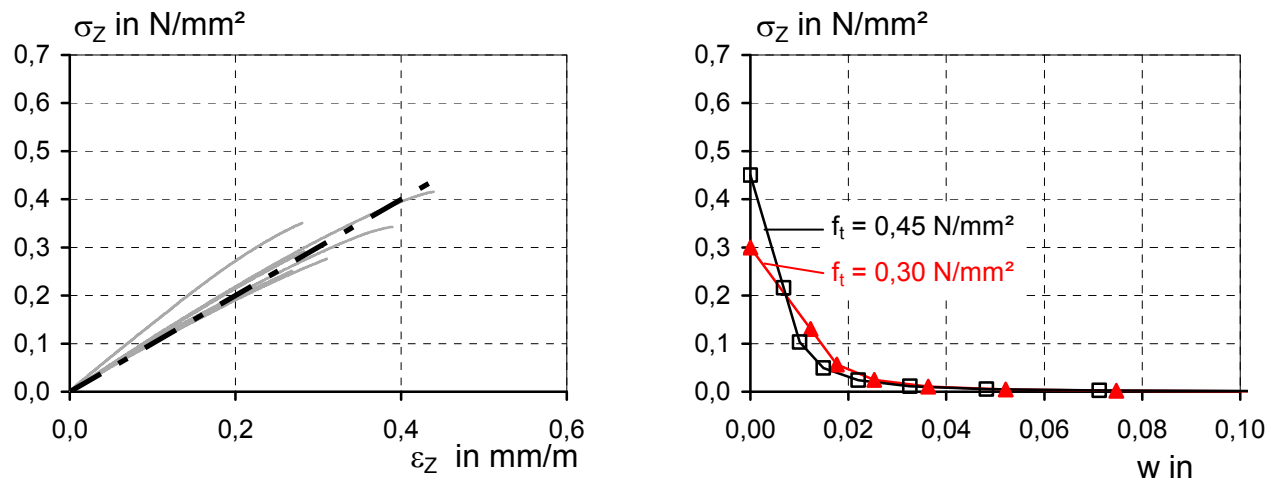


Bild B10: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes PPc - Richtung Steinlänge

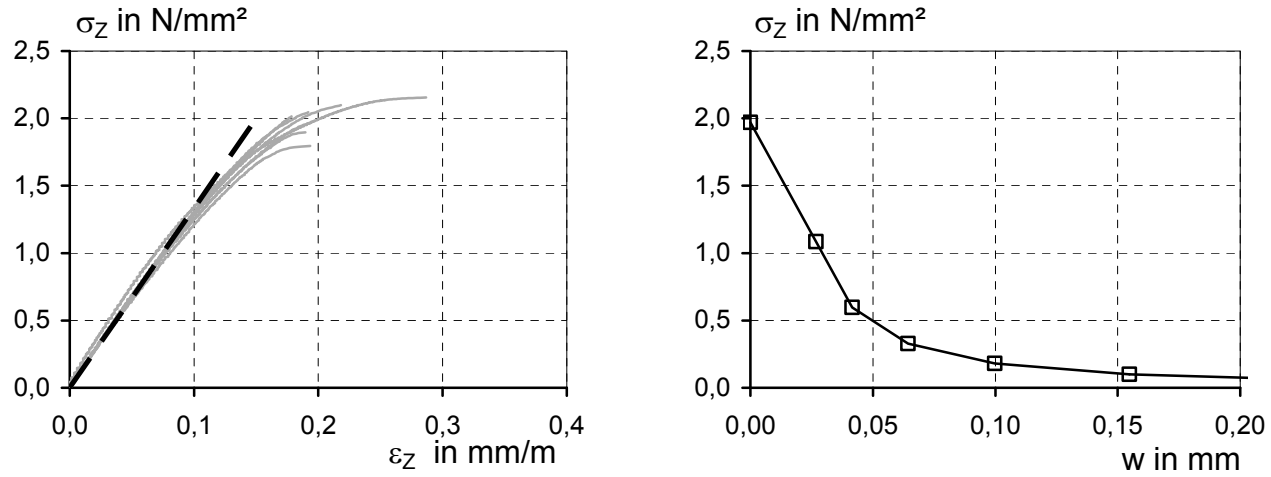


Bild B11: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes LBa - Richtung Steinlänge

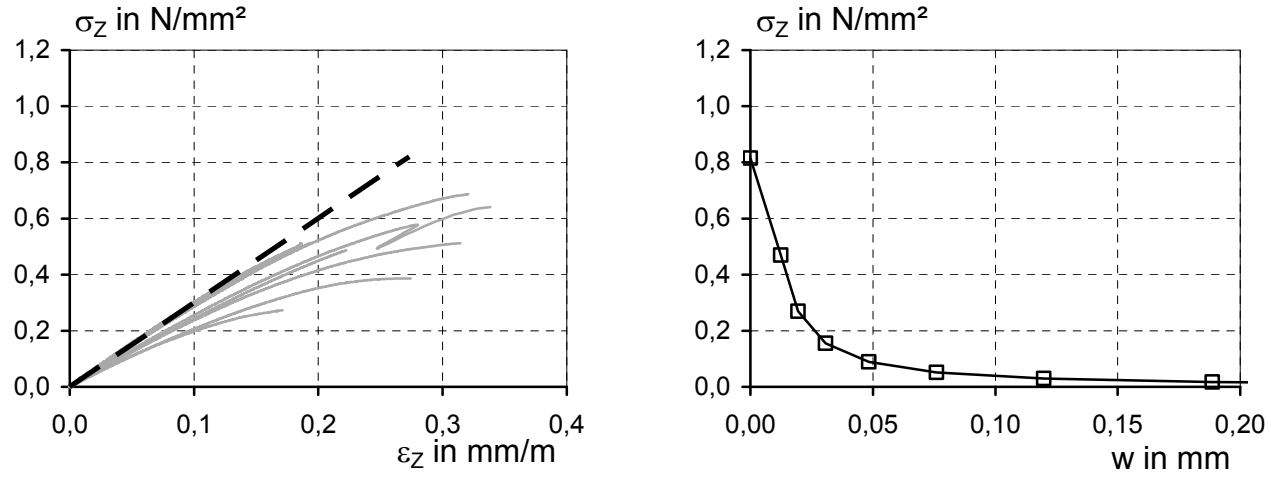


Bild B12: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes LBd - Richtung Steinlänge

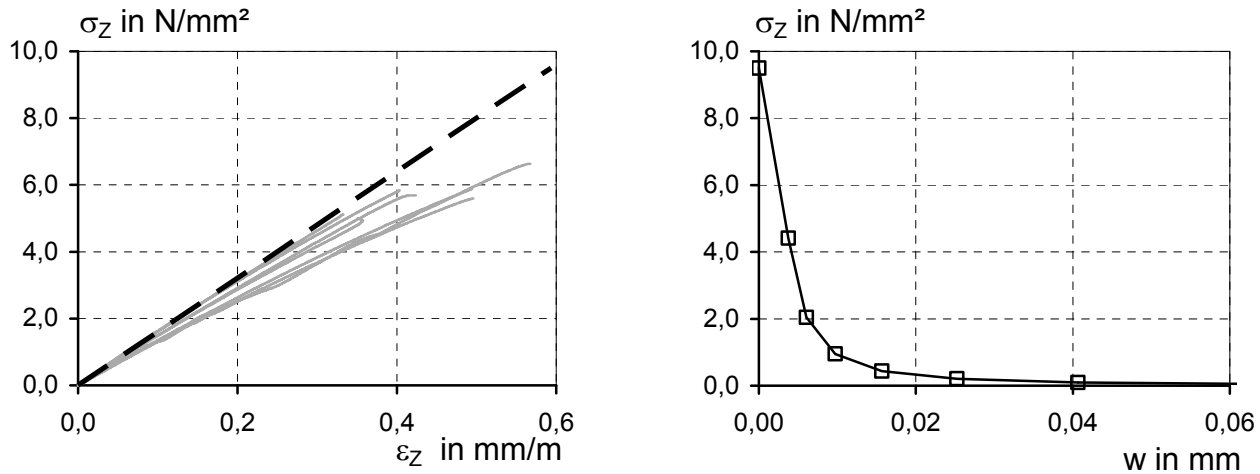


Bild B13: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes VMzb - Richtung Steinlänge

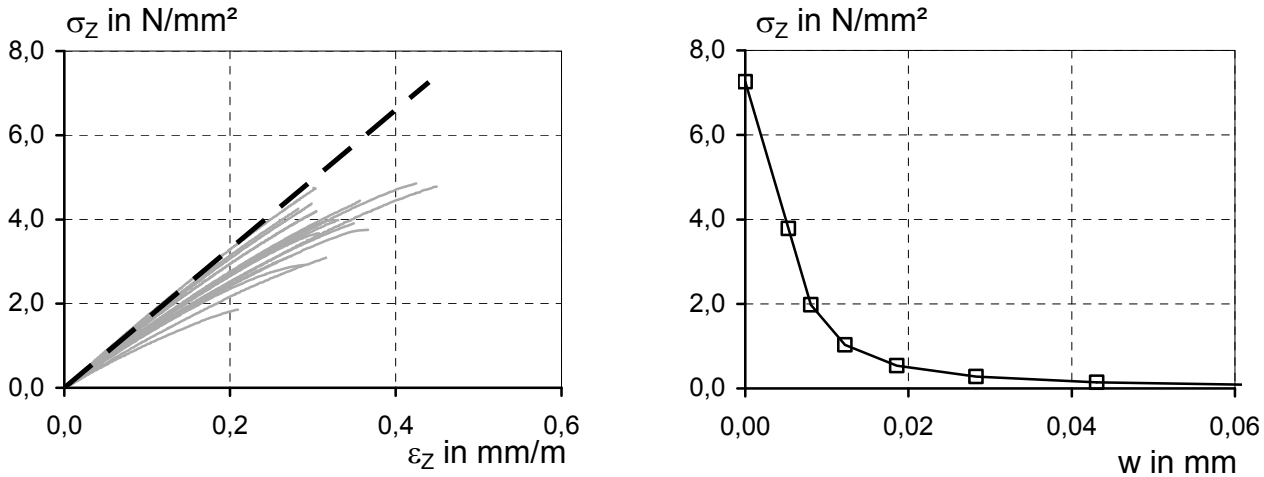


Bild B14: Zugversuche an Zylindern und inverse Bestimmung des Stoffgesetzes VMzc - Richtung Steinlänge

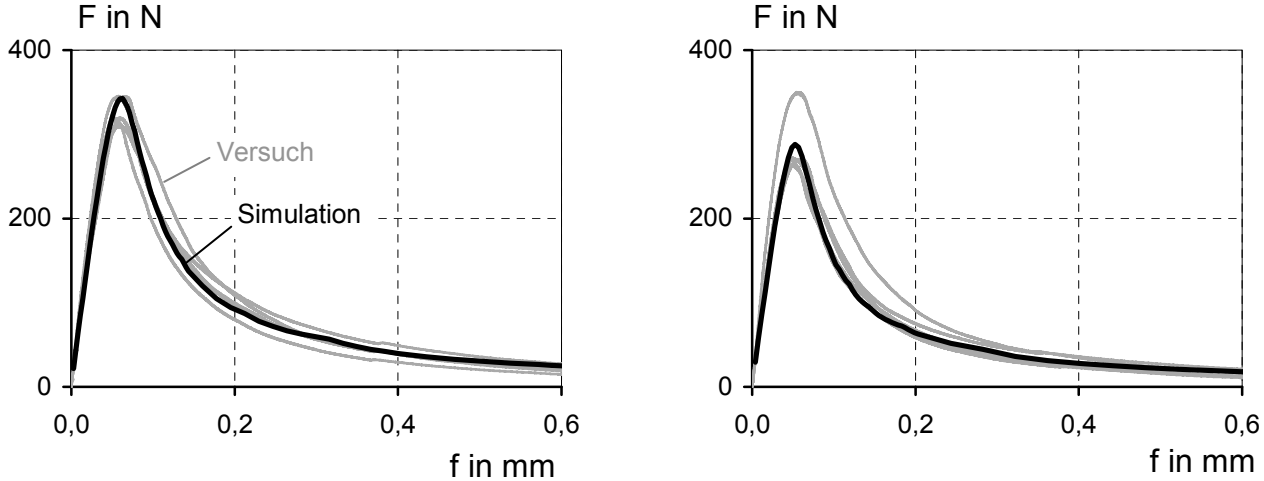


Bild B15: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - 10 mm gekerbt KSd - Richtung Steinlänge (links), Richtung Steinhöhe (rechts)

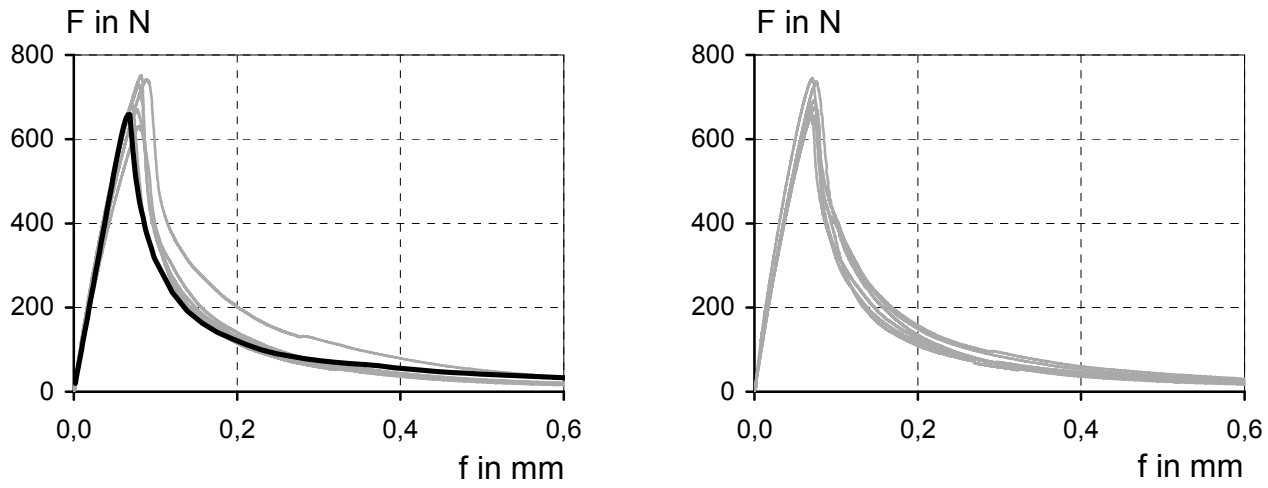


Bild B16: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - ungekerbt
KSd – Richtung Steinlänge - aus Steinmitte (links), aus Steinrand (rechts)

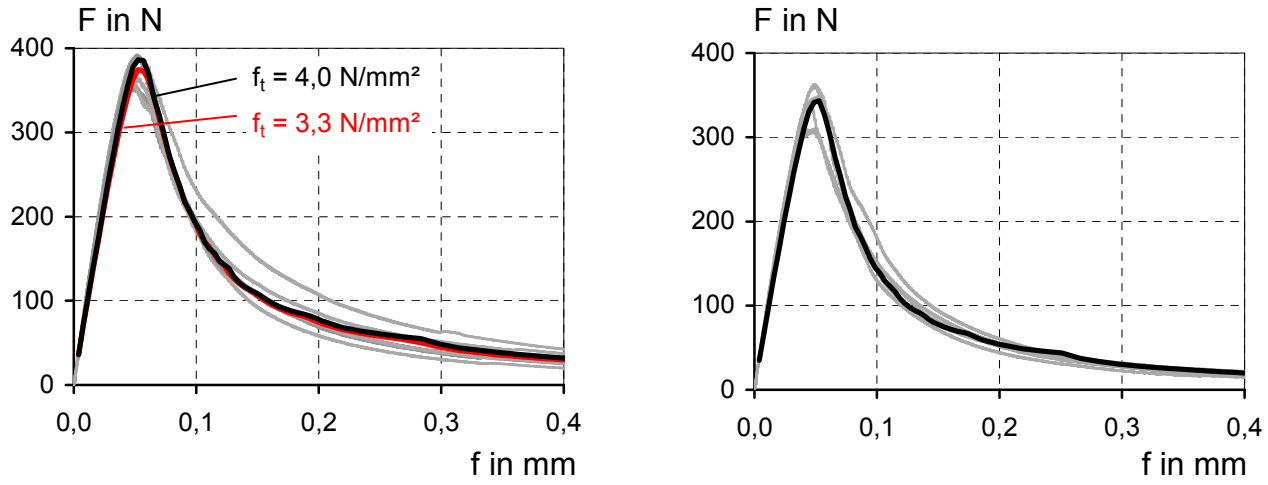


Bild B17: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - 10 mm gekerbt
KSe - Richtung Steinlänge (links), Richtung Steinhöhe (rechts)

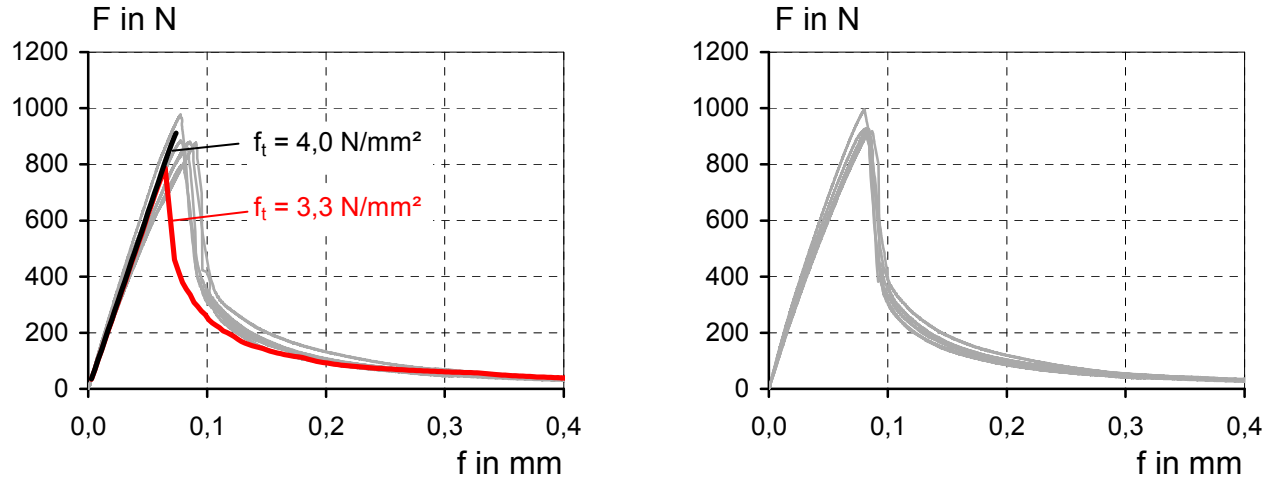


Bild B18: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - ungekerbt
KSe – Richtung Steinlänge - aus Steinmitte (links), aus Steinrand (rechts)

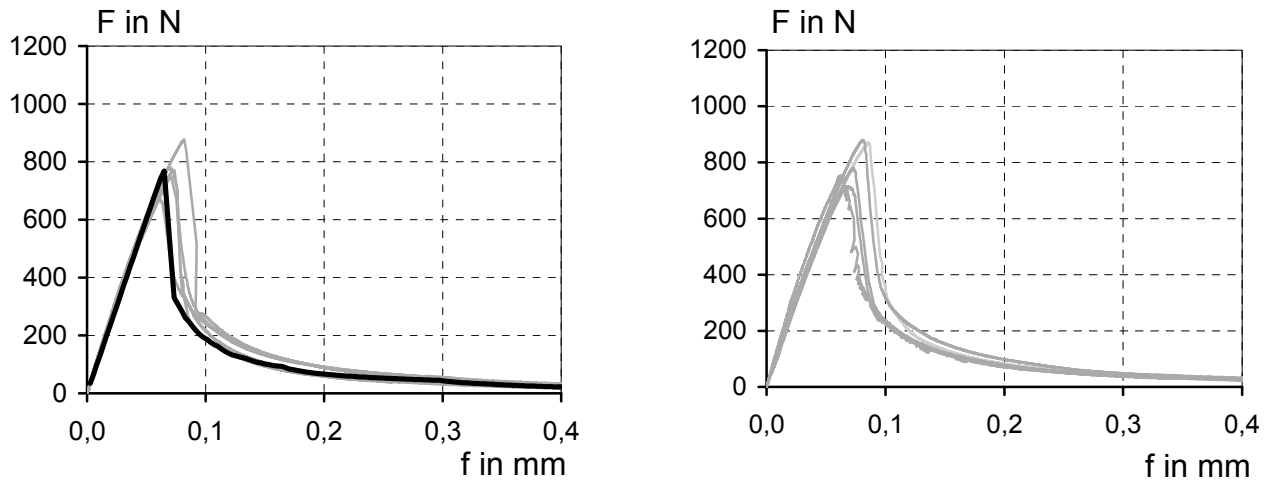


Bild B19: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - ungekerbt
KSe – Richtung Steinhöhe - aus Steinmitte (links), aus Steinrand (rechts)

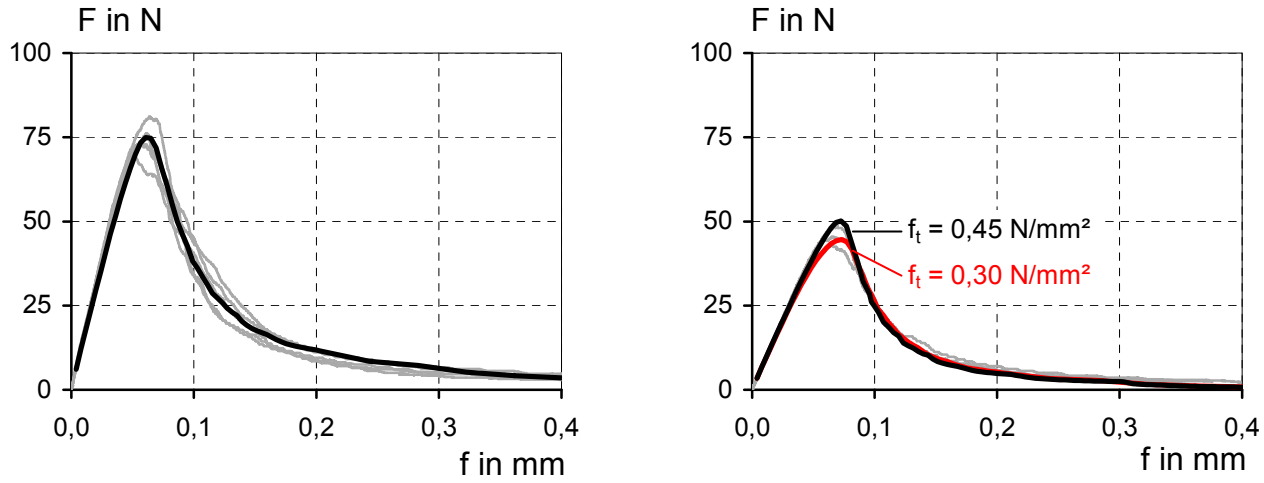


Bild B20: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - 10 mm gekerbt
PPb - Richtung Steinlänge (links), PPc - Richtung Steinlänge (rechts)

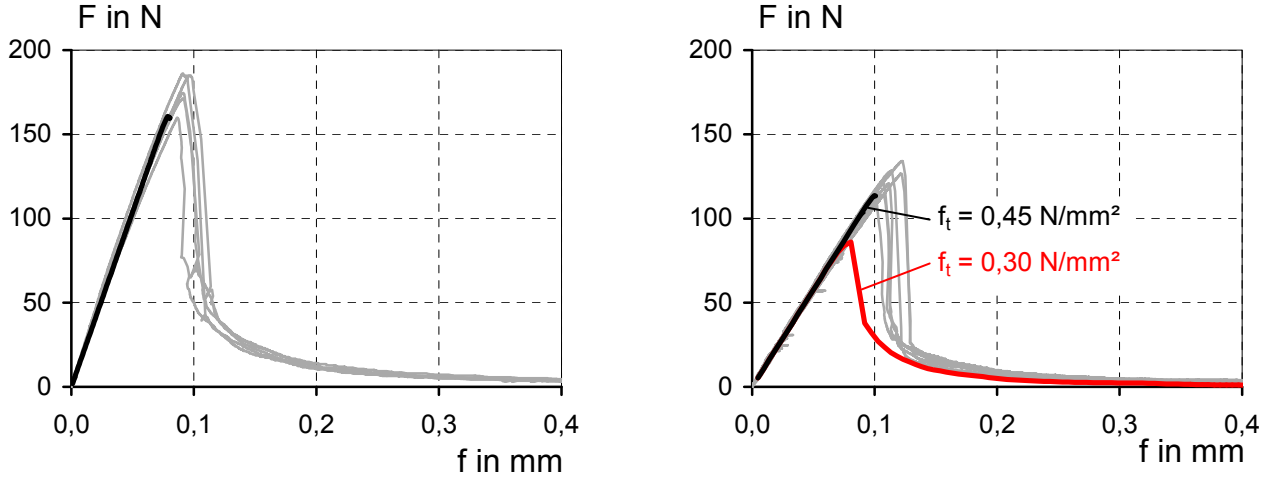


Bild B21: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - ungekerbt
PPb - Richtung Steinlänge (links), PPc - Richtung Steinlänge (rechts)

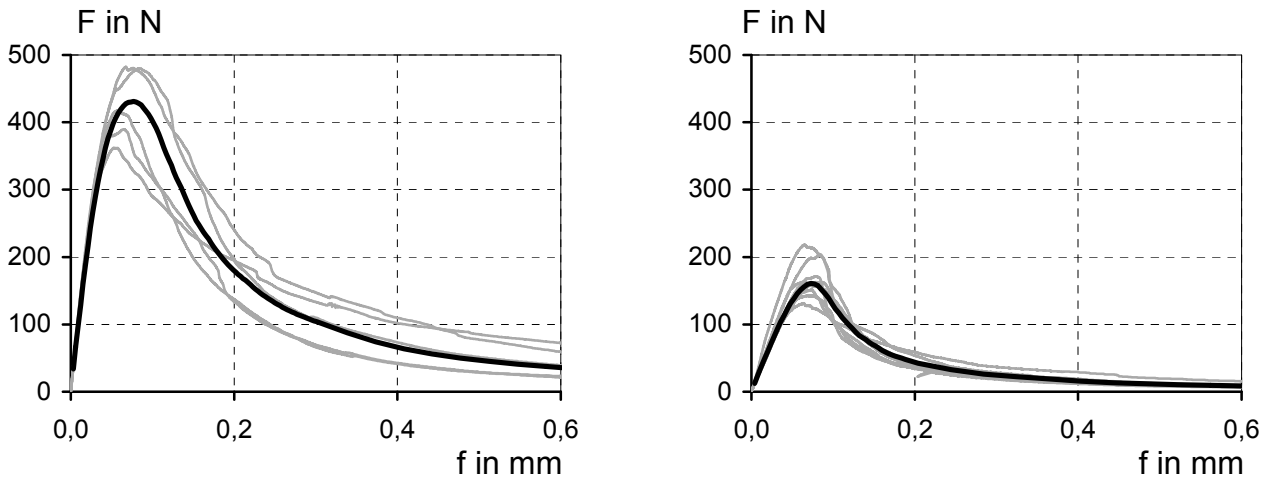


Bild B22: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - 10 mm gekerbt
LBa - Richtung Steinlänge (links), LBd - Richtung Steinlänge (rechts)

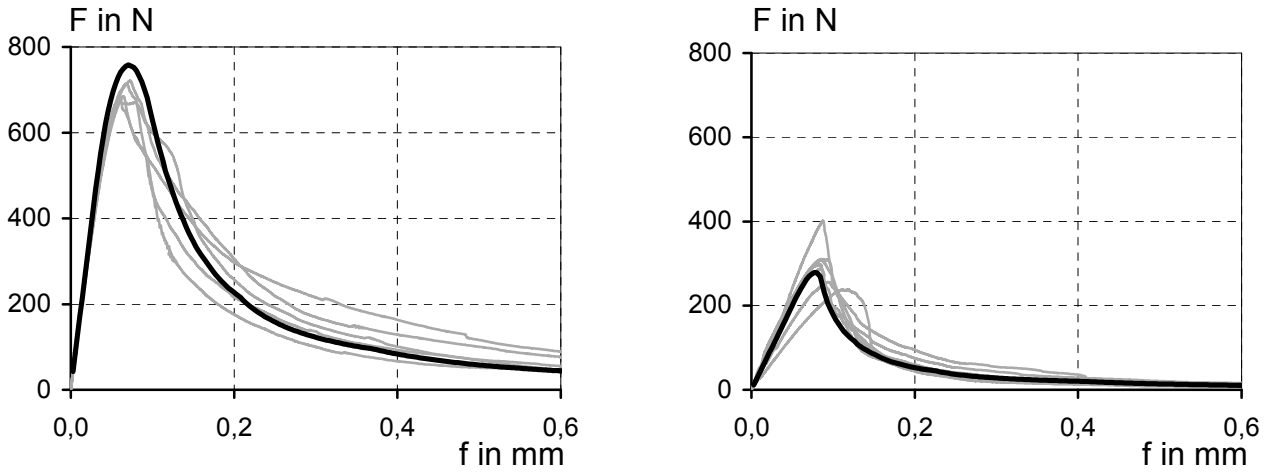


Bild B23: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - ungekerbt
LBa - Richtung Steinlänge (links), LBd - Richtung Steinlänge (rechts)

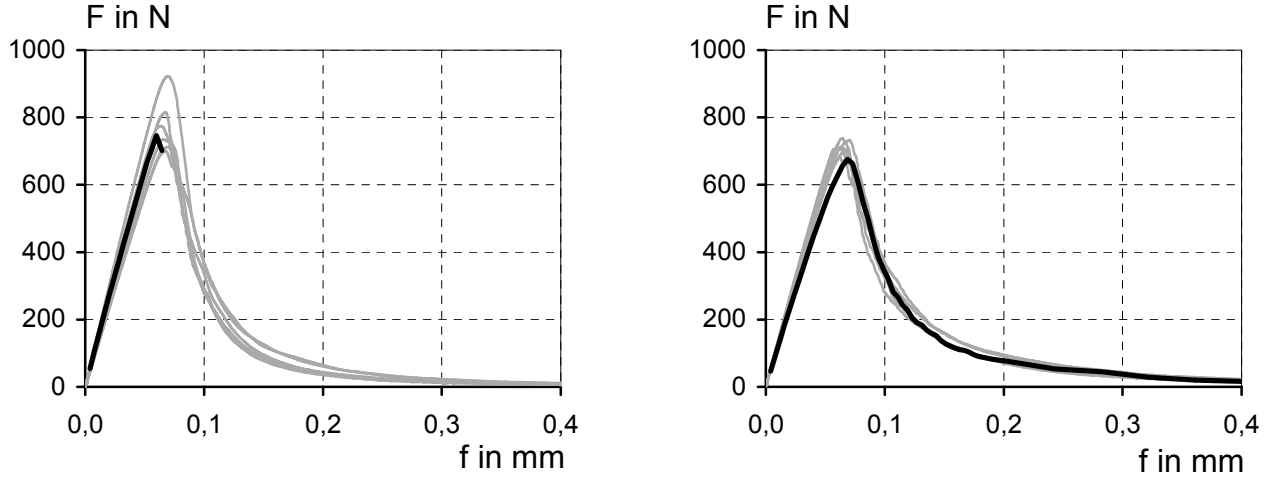


Bild B24: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - 10 mm gekerbt
VMzb - Richtung Steinlänge (links), VMzc - Richtung Steinlänge (rechts)

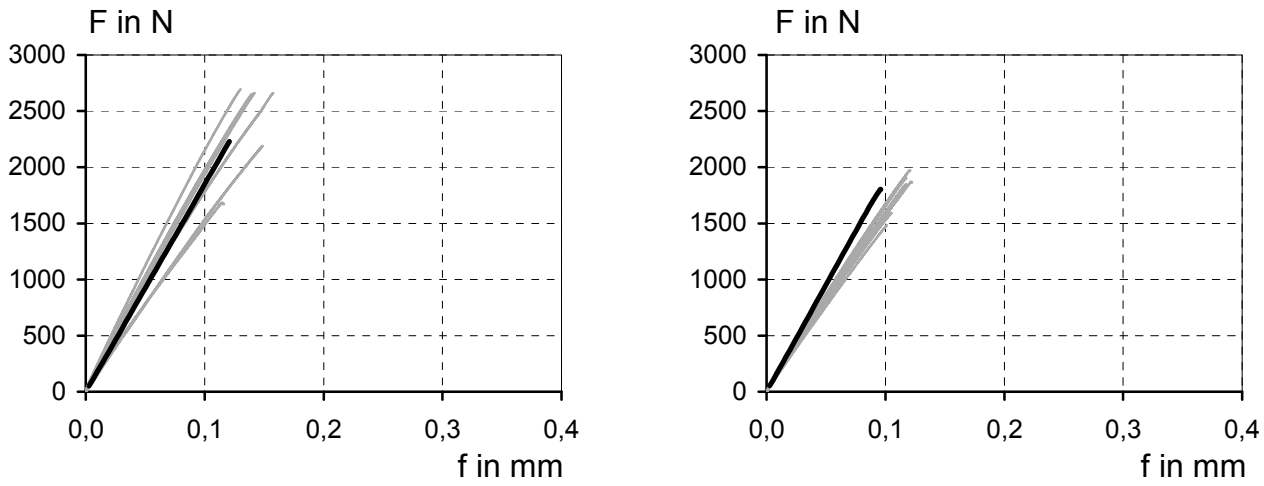


Bild B25: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - ungekerbt
VMzb - Richtung Steinlänge (links), VMzc - Richtung Steinlänge (rechts)

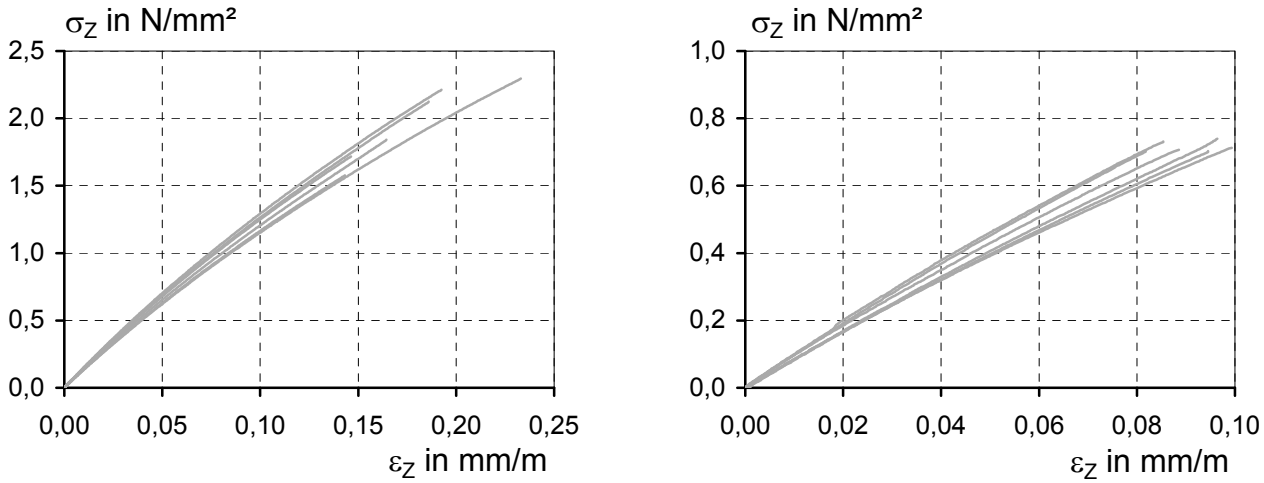


Bild B26: Zugversuche an Mauersteinen
KSe - Richtung Steinlänge (links), KSf - Richtung Steinlänge (rechts)

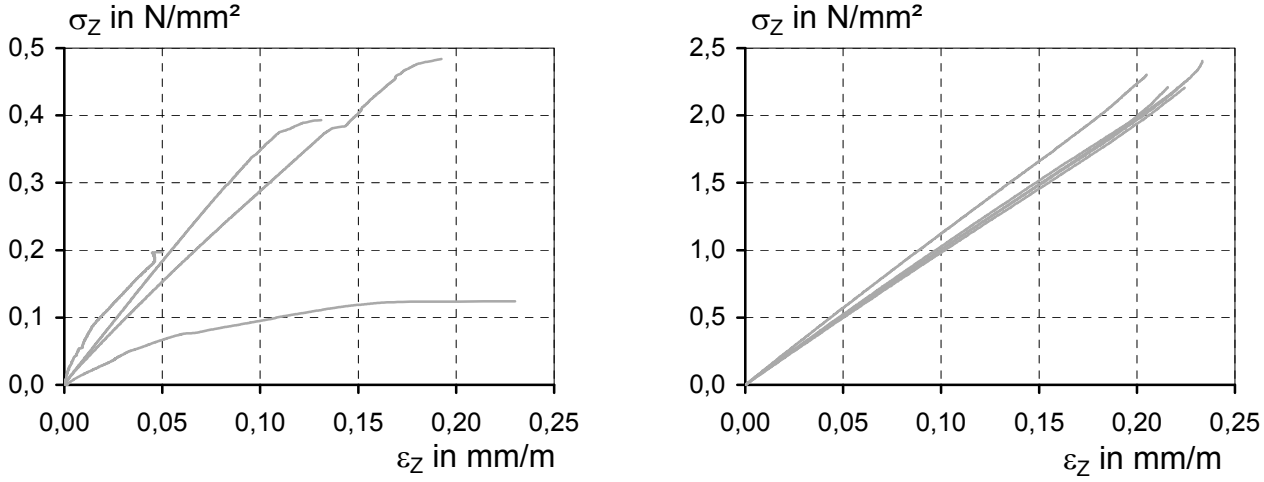


Bild B27: Zugversuche an Mauersteinen
HLzb - Richtung Steinlänge (links), KHLzd - Richtung Steinlänge (rechts)

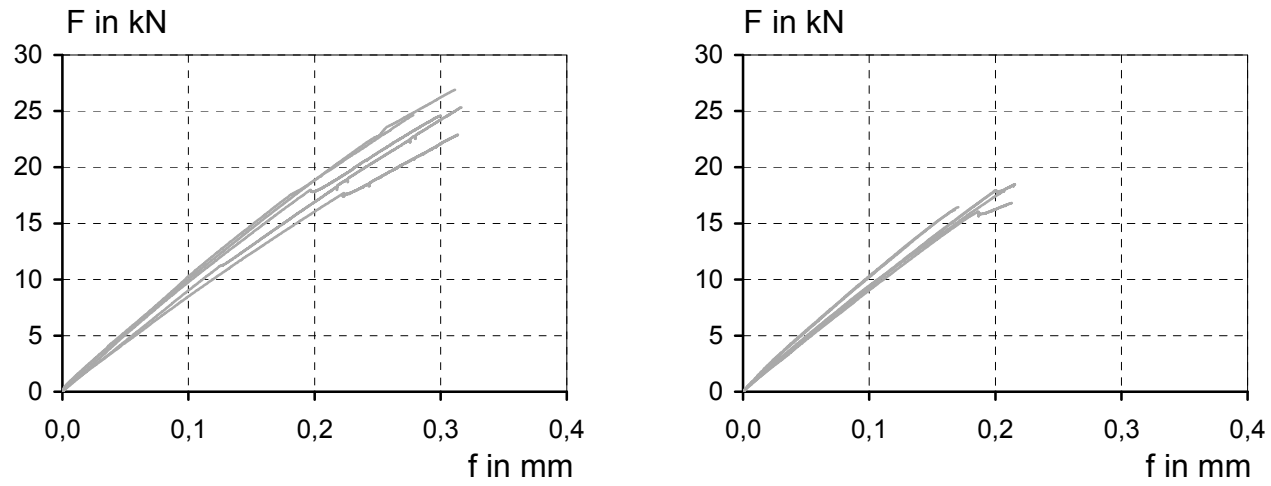


Bild B28: Biegezugversuche an Mauersteinen
KSe - Richtung Steinlänge, Versagen in Steinmitte (links), Stoßfuge (rechts)

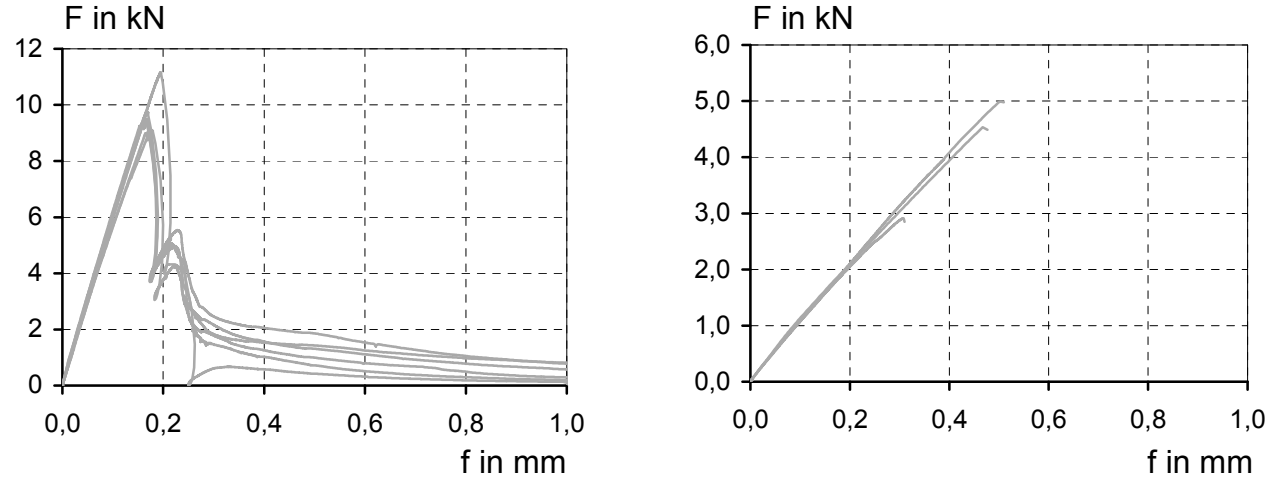


Bild B29: Biegezugversuche an Mauersteinen
KSf - Richtung Steinlänge (links), PPc - Richtung Steinlänge (rechts)

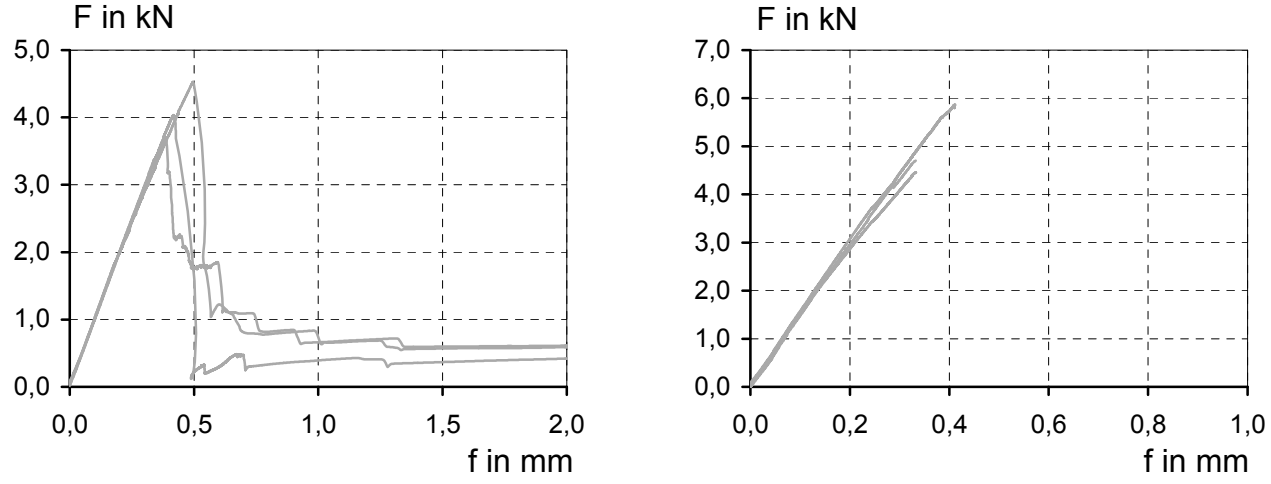


Bild B30: Biegezugversuche an Mauersteinen
HLzb – Richtung Steinlänge, gekerbt (links), ungekerbt (rechts)

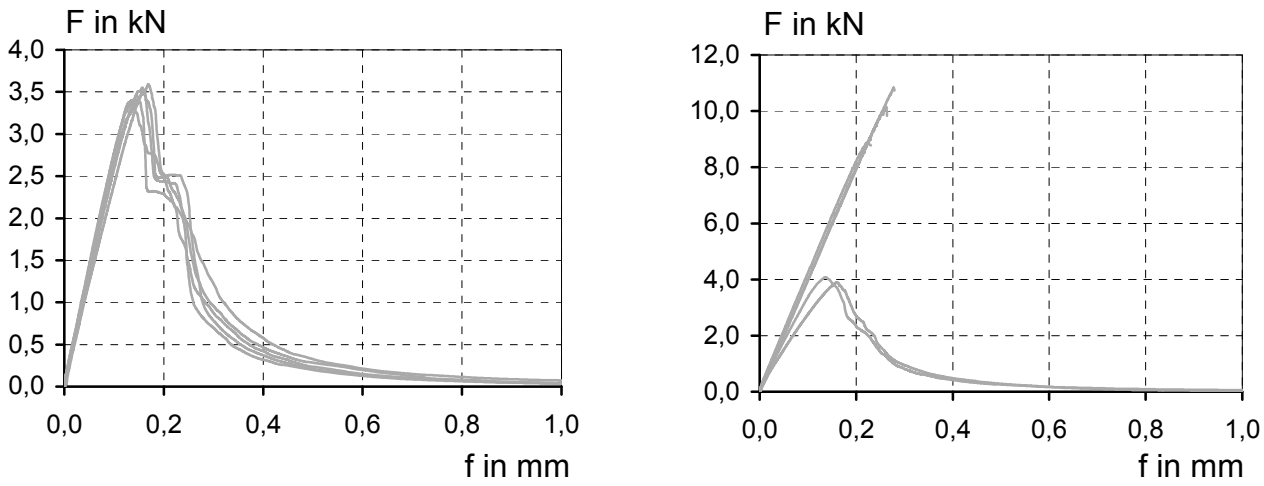


Bild B31: Biegezugversuche an Mauersteinen
VMzc - Richtung Steinlänge, gekerbt (links), ungekerbt (rechts)

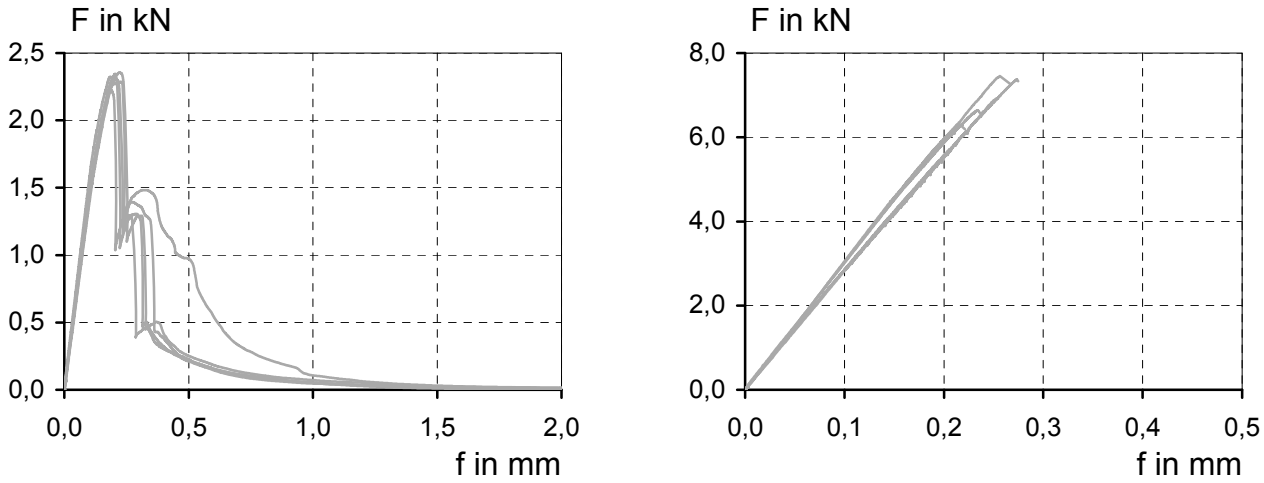


Bild B32: Biegezugversuche an Mauersteinen
KHLzd – Richtung Steinlänge, gekerbt (links), ungekerbt (rechts)

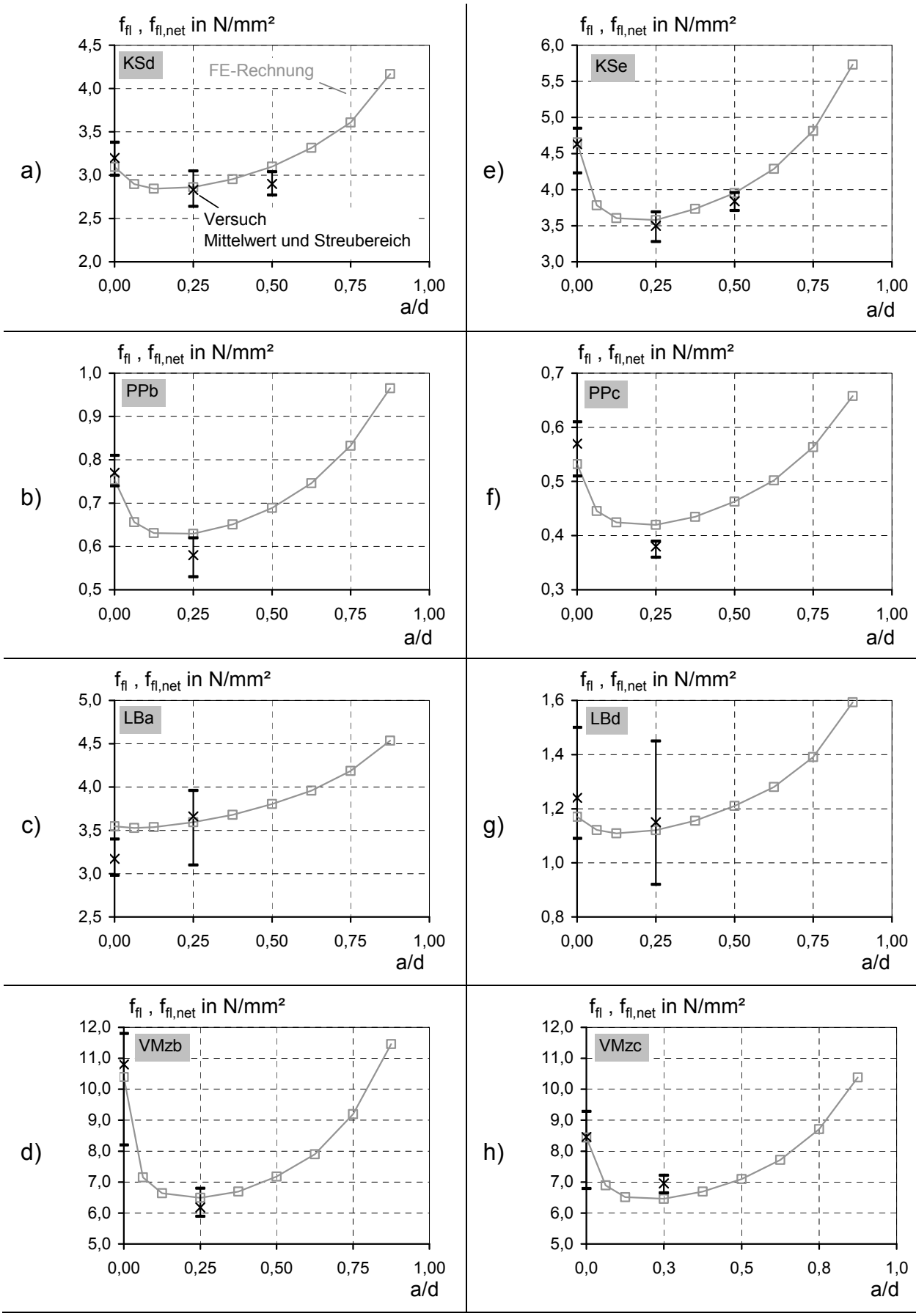


Bild B33: Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe
Vergleich von numerischen und experimentellen Ergebnissen

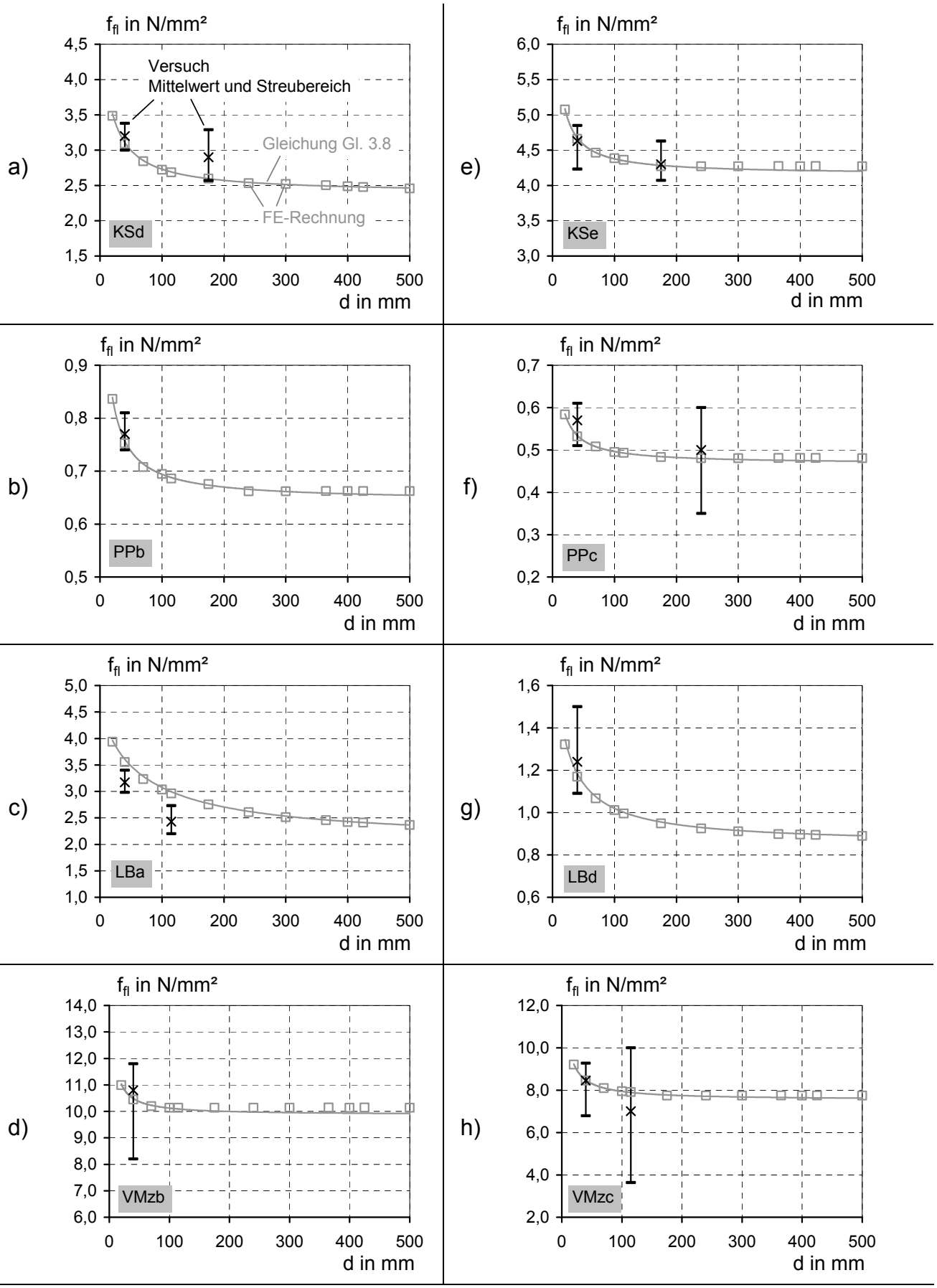


Bild B34: Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Prüfkörperhöhe
Vergleich von (Gl. 3.8) mit numerischen und experimentellen Ergebnissen

Tabelle C1: Frisch- und Festmörtelkennwerte

Mörtel	Mischung	ρ_{fr}	ρ_d	t	f_{fl}	f_c	t	$c_{0,DIN,Ref.}$
	Nr.	kg/dm³		d	N/mm²		d	N/mm²
DMa	2	1,82	1,58	14	4,25	15,9	14	0,77 [0,59..0,87]
	3	1,77	1,51	14	4,28	16,1	16	0,79 [0,56..1,12]
	4	1,79	1,55	27	5,26	17,6	26	0,86 [0,65..0,97]
DMb	1	1,70	1,47	28	4,13	14,2	14	0,86 [0,77..1,02]
							28	1,03 [0,82..1,25]
	2	1,81	1,55	15	4,78	16,7	15	1,07 [0,80..1,26]
	3	1,81	1,53	14	4,52	16,5	14	0,83 [0,60..0,98]
	6	1,78	1,49	14	3,64	14,9	14	0,91 [0,54..1,15]
	7	1,83	1,56	28	5,00	17,9	28	1,28 [1,02..1,53]
	8	1,82	1,52	13	1,62	15,7	13	1,03 [0,90..1,20]
	9	1,83	1,58	23	4,81	17,0	27	1,35 [1,15..1,62]
	10	1,81	1,56	17	4,68	17,5	21	1,24 [1,13..1,44]
	11	1,84	1,58	13	3,10	15,2	13	0,92 [0,74..1,13]
	12	1,81	1,56	15	3,29	20,3	17	1,20 [1,03..1,30]
	13	1,79	1,52	14	4,22	14,2	14	0,94 [0,60..1,19]
	14	1,81	1,54	14	3,53	16,0	14	0,92 [0,85..1,02]
	15	1,79	1,53	14	3,17	17,7	14	0,95 [0,65..1,15]
DMc	1	1,70	1,46	14	3,5	18,2	-	
	2	1,69	1,45	14	4,3	20,8		
	3	1,70	1,46	14	2,4	15,2		
	4	1,70	1,47	14	4,0	17,1		
	5	1,72	1,49	15	5,0	20,2		
	6	1,68	1,47	14	5,5	17,5		
	7	1,73	1,48	14	4,4	19,0		
	8	1,69	1,49	14	3,8	18,6		
	9	1,70	1,50	13	4,0	17,8		
	10	1,65	1,43	25	5,7	16,6		
DMd	1	1,66	1,35	19	4,63	19,4	-	
	2	1,66	1,36	13	4,67	16,9		
	3	1,66	1,36	13	4,21	17,5		

Tabelle C1 (Fortsetzung): Frisch- und Festmörtelkennwerte

Mörtel	Mischung Nr.	a	L	ρ_{fr}	ρ_d	t	f_{fl}	f_c	t	$c_{0,DIN,Ref.}$
		mm	%	kg/dm³		d	N/mm²		d	N/mm²
NMa	1	176	11	1,92	1,74	28	4,13	14,2	28	0,67 [0,62..0,73]
	2	160	9	1,95	1,75	26	4,78	16,7	26	0,56 [0,47..0,66]
	3	174	9	1,95	1,75	27	4,52	16,5	27	0,49 [0,46..0,56]
	4	179	12	1,89	1,74	26	4,38	16,4	26	0,48 [0,36..0,56]
	5	182	10	1,93	1,75	35	4,87	15,7	28	0,70 [0,57..0,79]
	6	171	11	1,90	1,74	26	3,64	14,9	26	0,55 [0,51..0,57]
	7	175	12	1,88	1,71	27	3,71	9,9	29	0,62 [0,55..0,67]
	8	179	11	1,91	1,72	29	3,21	8,7	29	0,48 [0,44..0,49]
	9	174	12	1,92	1,74	27	3,92	11,5	27	0,72 [0,74..0,78]
	10	174	11	1,93	1,74	27	4,16	12,1	-	
NMa´	11	175	21	1,83	1,64	28	2,59	7,5	28	0,71 [0,62..0,80]
	12	181	17	1,83	1,66	27	3,04	8,5	27	0,77 [0,73..0,85]
	13	180	19	1,83	1,69	26	2,91	7,9	26	0,51 [0,41..0,62]
NMb	1	177	14,5	1,86	1,71	27	2,9	8,3	27	0,51 [1)] [0,37..0,65]
	2	179	15,0	1,84	1,69	26	3,1	8,9	26	0,62 [1)] [0,59..0,65]
	3	179	16,5	1,80	1,67	26	2,9	7,6	26	0,62 [1)] [0,51..0,73]
	4	179	18,5	1,77	1,65	27	2,6	8,2	27	0,76 [1)] [0,62..0,94]
	5	182	15,0	1,84	1,71	28	3,5	10,7	28	0,47 [2)] [0,25..0,58]
	6	178	16,0	1,82	1,70	27	3,5	10,0	27	0,50 [2)] [0,44..0,55]
	7	177	17,0	1,84	1,71	26	3,4	10,1	26	0,45 [2)] [0,36..0,51]
	8	182	15,0	1,85	1,71	28	3,3	10,1	28	0,64 [1)] [0,55..0,74] 0,69 [2)] [0,54..0,89]
	9	177	21,5	1,76	1,64	30	2,2	5,4	30	0,52 [1)] [0,45..0,60] 0,59 [2)] [0,57..0,60]
	10	181	18,1	1,83	1,67	37	2,6	7,3	37	0,64 [1)] [0,54..0,82] 0,60 [2)] [0,56..0,64]
	11	178	15,5	1,79	1,68	32	3,1	8,8	32	0,60 [1)] [0,54..0,65] 0,60 [2)] [0,45..0,74]
	12	183	17,5	1,81	1,68	31	3,2	9,1	31	0,52 [1)] [0,44..0,61] 0,57 [2)] [0,48..0,72]
	13	174	18,5	1,82	1,65	28	2,8	8,3	28	0,51 [1)] [0,42..0,63]
	14	174	19,9	1,82	1,71	35	3,0	8,4	32	0,50 [1)] [0,46..0,55]
	15	175	18,0	1,76	1,67	27	2,6	8,1	27	0,59 [1)] [0,50..0,63] 0,49 [2)] [0,42..0,52]
	16	180	18,0	1,78	1,67	28	2,6	7,2	28	0,58 [1)] [0,48..0,66] 0,40 [2)] [0,34..0,46]

1) Referenzstein VMzc
2) Referenzstein KHlzd

Tabelle C2: Haftzugversuche an Zylindern und Steinen

Stein	Mörtel	PK	n	$f_{t,m}$	
				MW	v
-	-	-	-	N/mm²	%
KSd	DMa-3	Zylinder D = 80 mm	6	0,35 [0,28…0,43]	15,2
KSe	DMb-12	Zylinder D = 100 mm	5	0,57 [0,39…0,65]	18,5
	NMa-7	Zylinder D = 100 mm	5	0,28 [0,26…0,31]	6,8
KSf	DMb-9	Stein-hälften	5	0,33 [0,19…0,45]	30,1
PPc	DMc-9	Zylinder D = 100mm	4 [1)]	0,35 [0,34…0,37]	21,9
			8 [2)]	0,26 [0,15…0,36]	25,0
VMzc	NMb-9	Stein-hälften	5	0,24 [0,17…0,34]	28,9
KHLzd	NMb-9	Stein-hälften	5	0,32 [0,25…0,40]	18,7

1) Prüfkörper mit zwei glatten vermörtelten Stirnseiten
2) Prüfkörper mit mindestens einer rauen vermörtelten Stirnseiten

Tabelle C3: Biegezugversuche an Prismen

Stein	Mörtel	gekerbt						ungekerbt		
		a/d	n	$f_{fl,net}$		G_F^I		n	$f_{fl,m}$	
				MW	v	MW	v		MW	v
-	-	-	-	N/mm²	%	N/m	%	-	N/mm²	%
KSd	DMa-3	0,25	6	0,49 [0,38…0,57]	16,0	2,0 [1,5…2,6]	21,0	6	0,62 [0,56…0,69]	6,4
		0,50	6	0,55 [0,37…0,62]	16,8	2,5 [1,8…3,1]	19,0			
KSe	DMb-12	0,25	12	0,68 [0,53…0,85]	14,6	2,6 [1,9…3,7]	21,0	6	0,92 [0,88…0,98]	3,7

Tabelle C4: Biegezugversuche an ungekerbten Balken

Stein	Mörtel	Fuge	l_S	b	d	n	$f_{fl,m}$	
							MW	v
-	-	-	mm			-	N/mm²	%
KSd	DMa-3	LF	875	248	175	6	0,55 [0,31…0,74]	27,2
KSe	DMb-2	LF	875	248	175	5	1,09 [0,90…1,25]	13,2
		SF	875	248	175	5	1,02 [0,90…1,28]	15,0
	NMb-4	LF	875	248	175	5	0,42 [0,36…0,46]	9,4
		SF	875	248	175	5	0,29 [0,20…0,41]	29,1
KSf	DMb-9	LF	875	248	175	5	0,56 [0,34…0,75]	29,0
PPc	DMc-8	SF	940	249	240	5	0,20 [0,11…0,26]	27,6
VMzc	NMb-4	LF	575	240	115	5	0,44 [0,25…0,71]	39,9
	NMb-9					4	0,27 [0,20…0,37]	29,7
	NMb-9	SF		71	115	4	0,34 [0,30…0,40]	38,4
KHLzd	NMb-4	LF	575	240	115	5	0,43 [0,34…0,54]	17,2
	NMb-9					5	0,45 [0,41…0,50]	8,1
	NMb-9	SF		71	115	5	0,47 [0,36…0,60]	30,5

Tabelle C5: Biegezugversuche an gekerbten Balken

Stein	Mörtel	Fuge	l_S	b	d	a/d	n	$f_{fl,net}$		G_F^I	
								MW	v	MW	v
-	-	-	mm			-	-	N/mm²	%	N/m	%
KSf	DMb-9	LF	875	248	175	0,25	5	0,38 [0,28…0,45]	18,0	43,3 [27,6…60,0]	33,8
PPc	DMc-7	SF	940	249	240	0,25	5	0,17 [0,15…0,19]	10,6	5,66 [4,68…6,58]	17,9
VMzc	NMb-4	LF	575	240	115	0,25	5	0,39 [0,30…0,57]	28,4	1,41 [0,85…2,36]	50,0
KHLzd	NMb-4	LF	575	240	115	0,25	4	0,57 [0,51…0,62]	8,0	22,9 [17,4…30,9]	25,8

Tabelle C6: Parameter zur Beschreibung der Stoffgesetze der Verbundfugen
Versuchsergebnisse und numerische Simulation

Stein	Mörtel	Versuch				Simulation						
		$f_{t,m}$	$f_{fl,net}$	$f_{fl,m}$	G_F^I	q	w_1	$f_{t,m}$	G_F^I	E_u; E_m	$f_{fl,net}$	$f_{fl,m}$
-	-	N/mm²			N/mm		10^{-3} mm	N/mm²	N/m	N/mm²	N/mm²	
KSd	DMa	0,35	0,49	0,62	2,0	1,61	3,4	0,35	1,8	8020	0,44	0,49
			0,55		2,5	1,59	4,4		2,6	6910	0,49	0,51
KSe	DMb	0,57	0,68	0,92	2,6	1,61	2,9	0,57	2,3	12050	0,69	0,72
						- [1]		0,57	1,7	12050	0,71	0,75
	NMa	0,28	-	0,42	-	- [1]	37,3	0,28	7,5	12050; 1050	-	0,41

1) exponentieller Ansatz

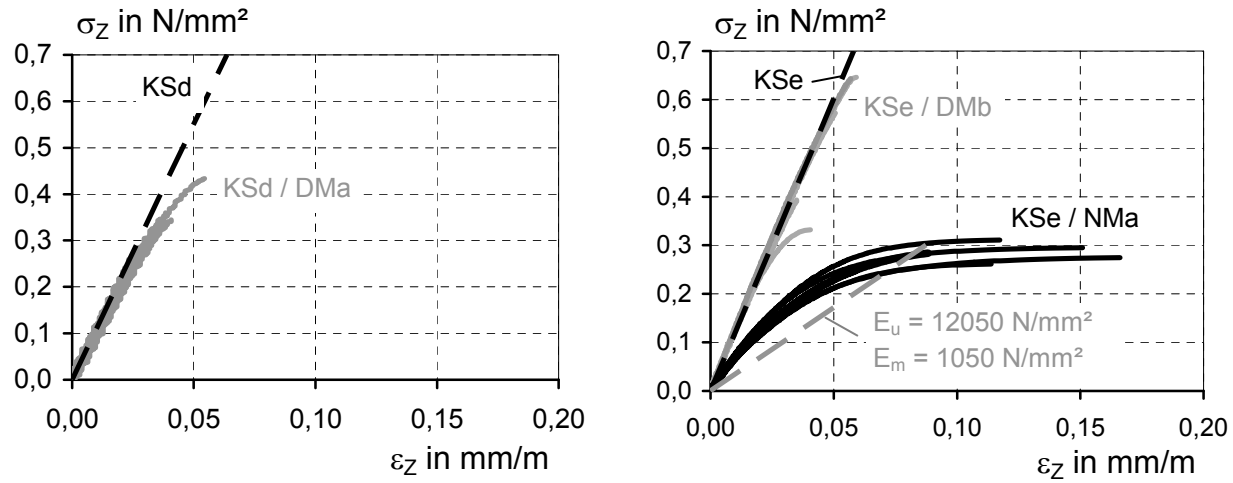


Bild C1: Haftzugversuche an Zylindern, Vergleich mit E-Modul des KS-Materials
KSd / DMa (links), KSe / DMb und KSe / NMa (rechts)

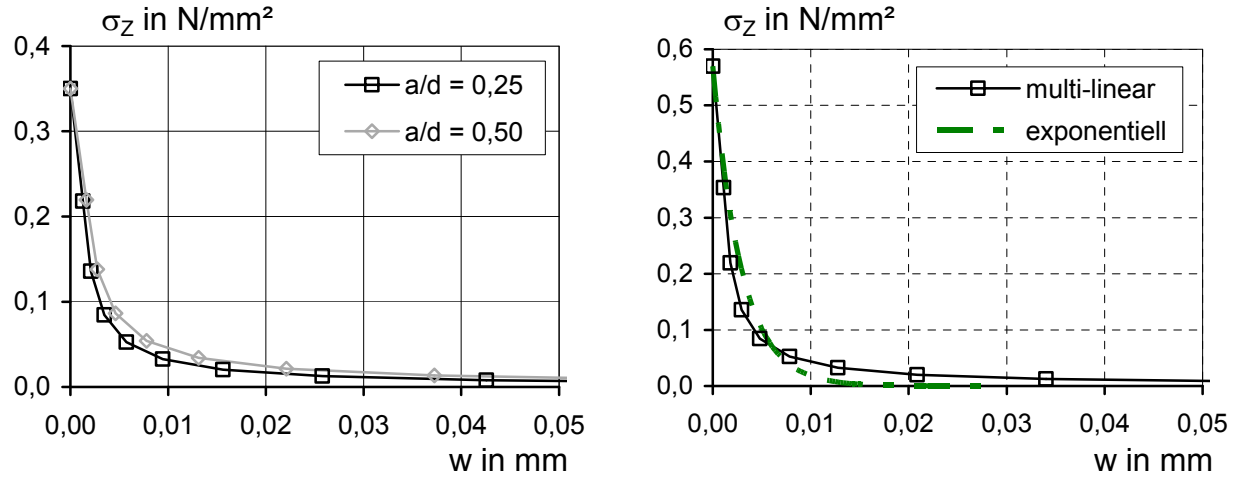


Bild C2: Spannungs-Rissöffnungskurven
KSd / DMa (links) und KSe / DMb (rechts)

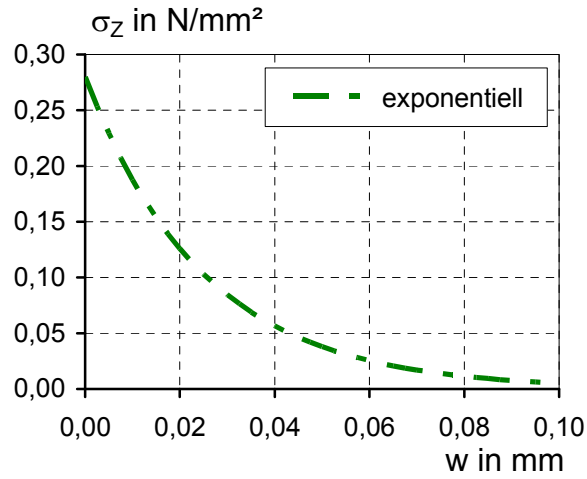


Bild C3: Spannungs-Rissöffnungskurve
KSe / NMb

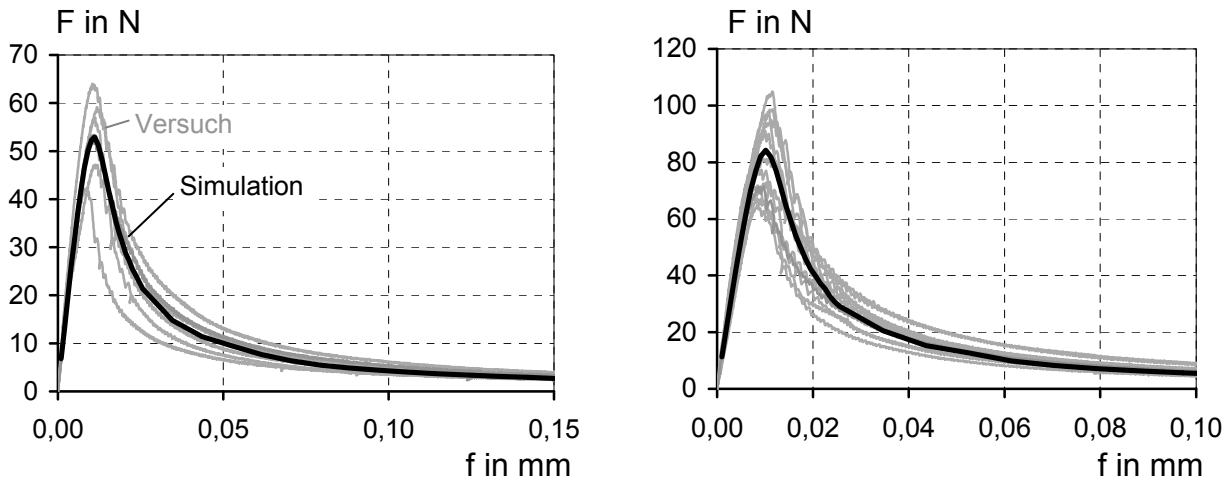


Bild C4: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen – 10 mm gekerbt
KSd / DMa (links), KSe / DMb (rechts)

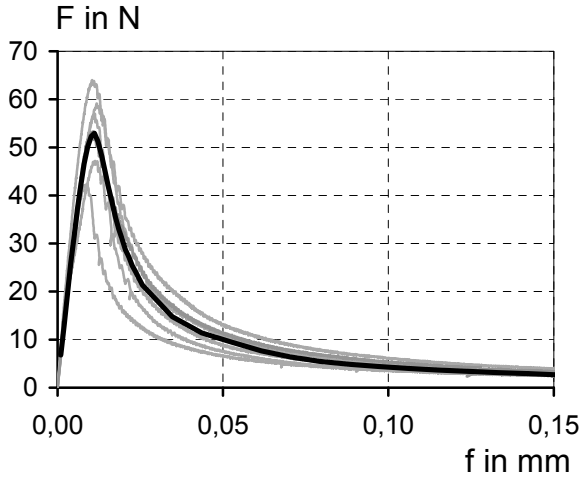


Bild C5: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen – 20 mm gekerbt
KSd / DMa

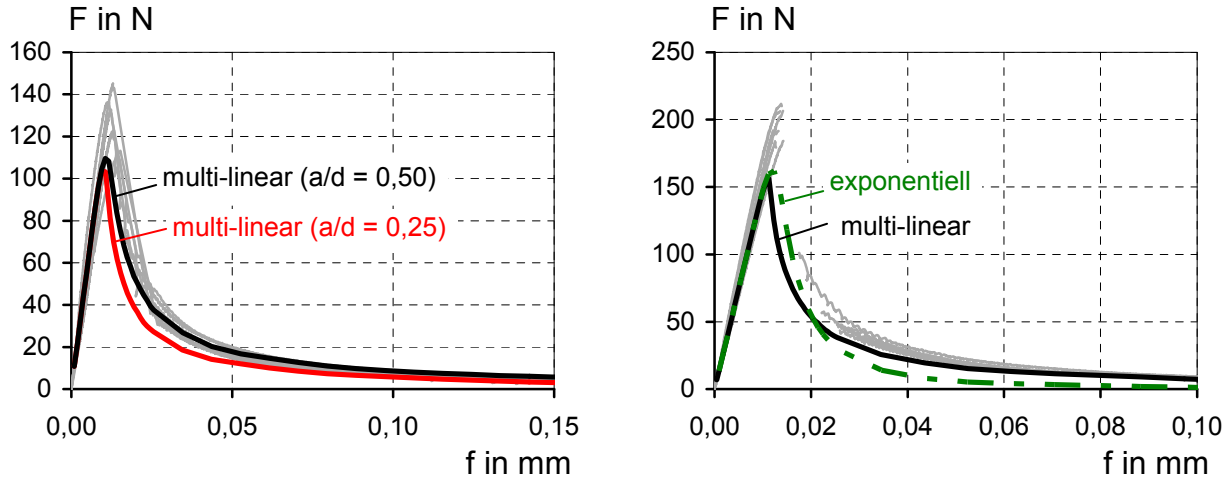


Bild C6: Dreipunkt-Biegeversuche an Prismen - ungekerbt
KSd / DMa (links), KSe / DMb (rechts)

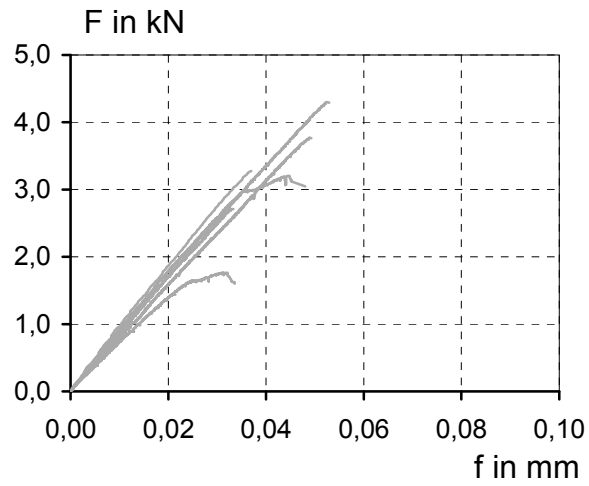


Bild C7: Dreipunkt-Biegeversuche an Balken – ungekerbt
KSd / DMa

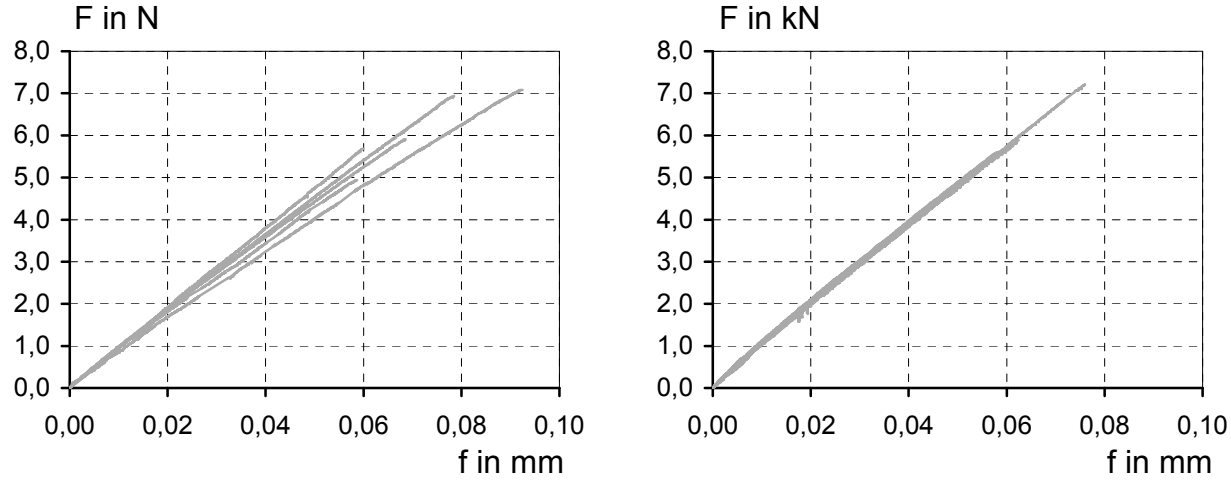


Bild C8: Dreipunkt-Biegeversuche an Balken – ungekerbt
KSe / DMb Lagerfugen (links), KSe / DMb Stoßfugen (rechts)

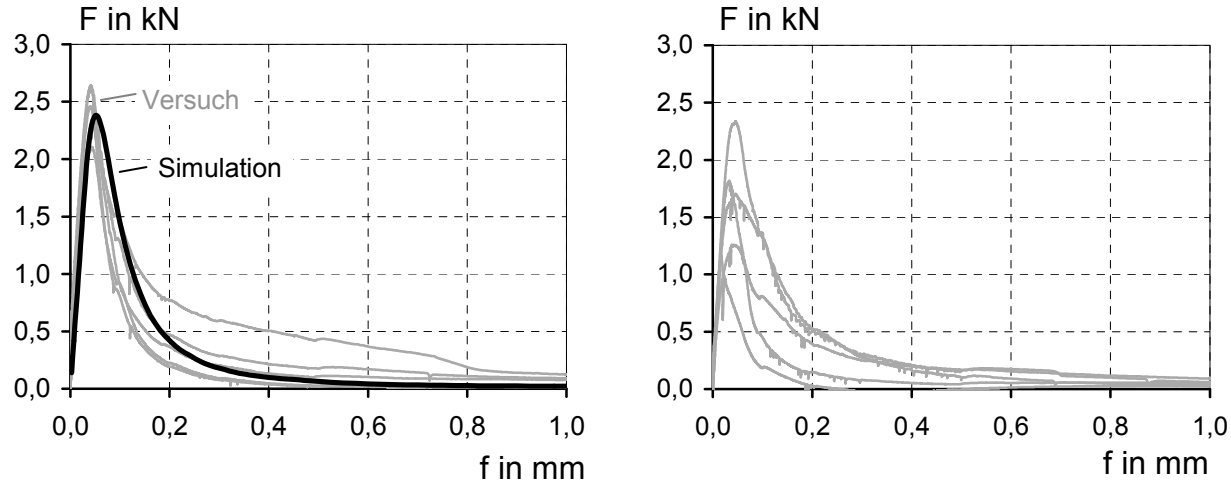


Bild C9: Dreipunkt-Biegeversuche an Balken - ungekerbt
KSe / NMa Lagerfugen (links), KSe / NMa Stoßfugen (rechts)

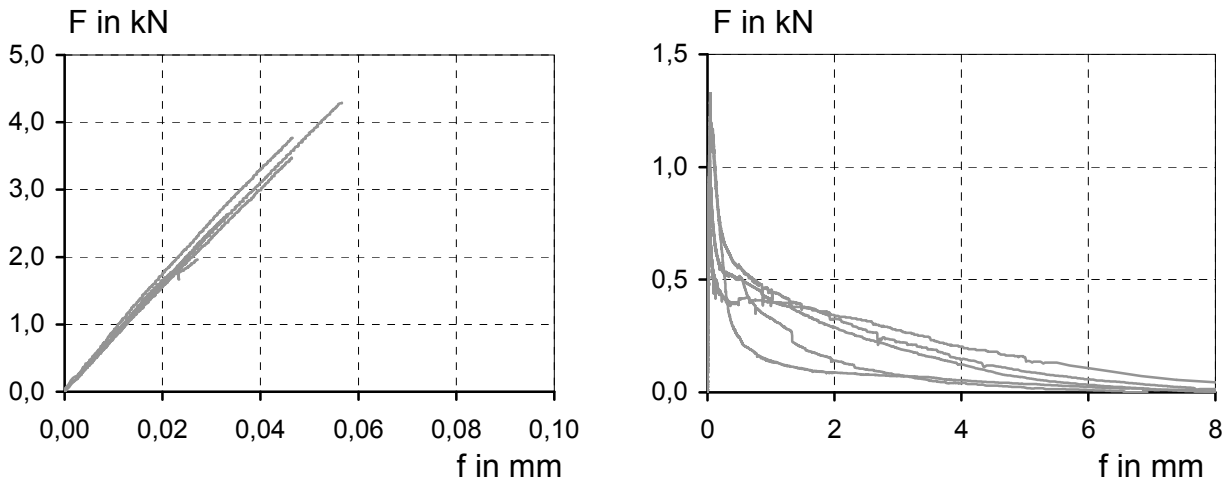


Bild C10: Dreipunkt-Biegeversuche an Balken – ungekerbt (links), gekerbt (rechts)
KSf / DMb

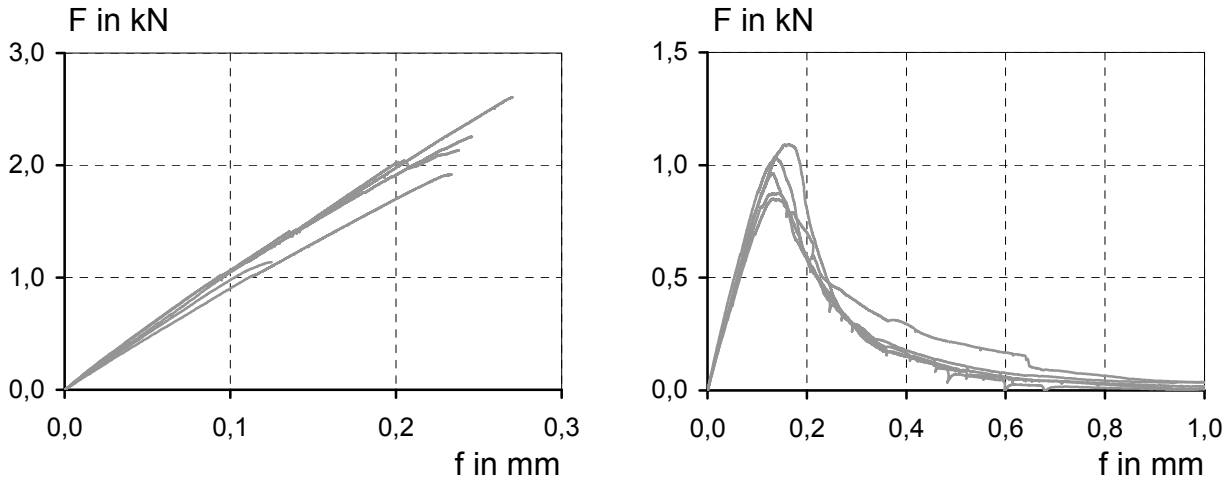


Bild C11: Dreipunkt-Biegeversuche an Balken – ungekerbt (links), gekerbt (rechts)
PPc / DMc

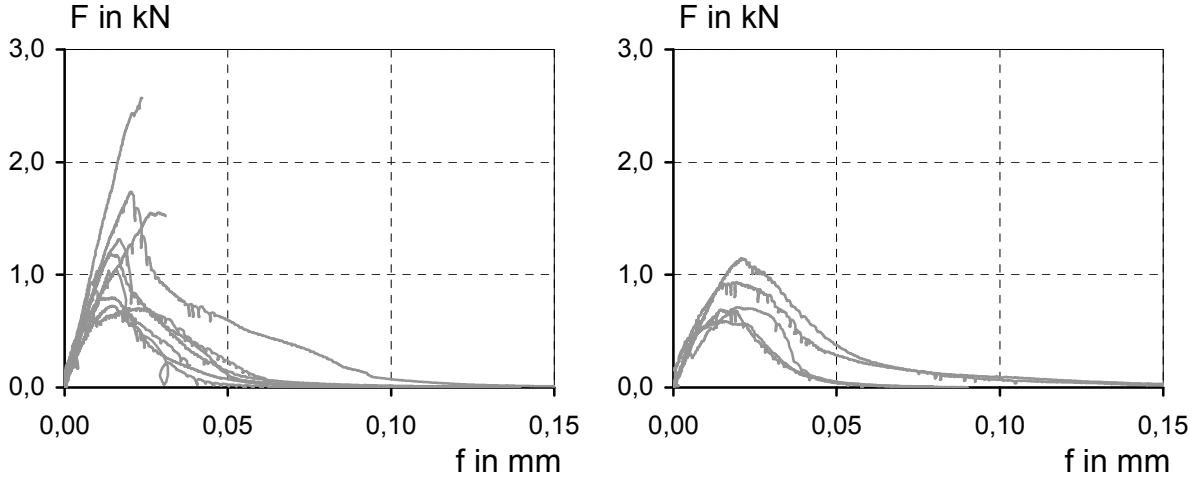


Bild C12: Dreipunkt-Biegeversuche an Balken – ungekerbt (links), gekerbt (rechts)
VMzc / NMb

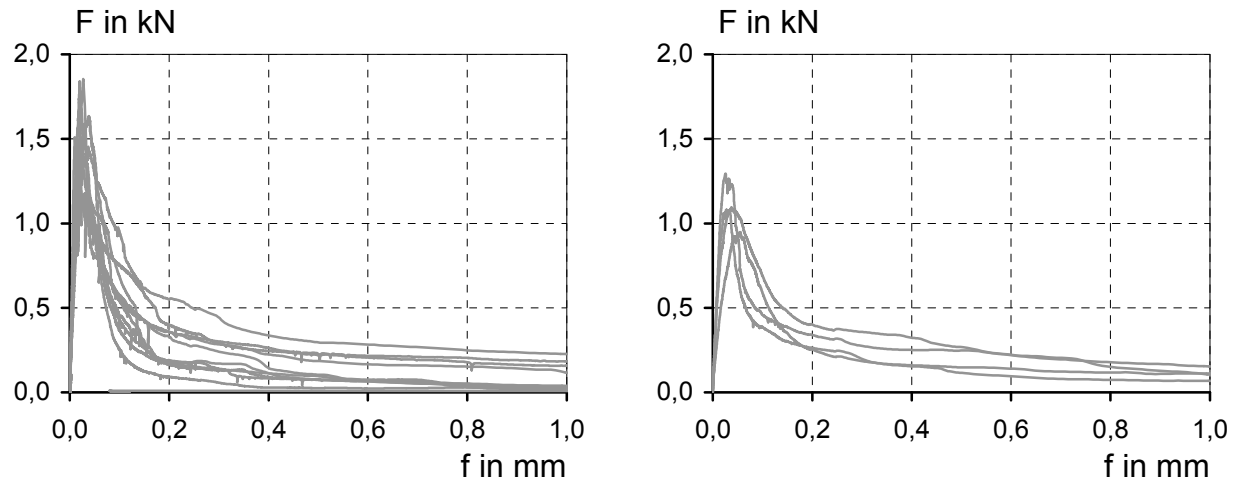


Bild C13: Dreipunkt-Biegeversuche an Balken – ungekerbt (links), gekerbt (rechts)
KHLzd / NMb

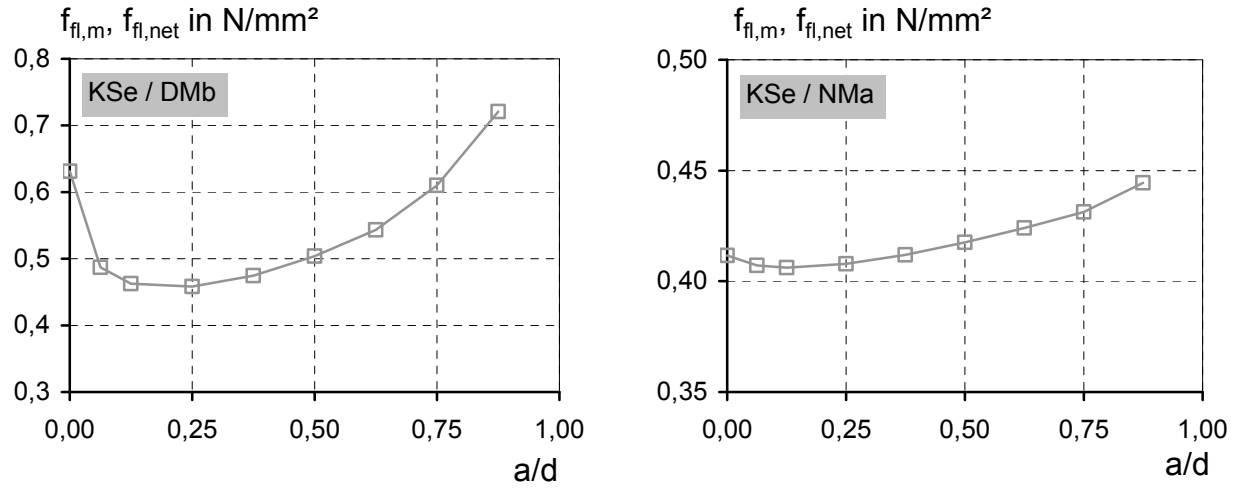


Bild C14: Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Kerbtiefe
Berechnungsergebnisse für Balken (l_S = 875 mm / d = 175 mm / b = 249 mm)

Tabelle D1: Torsionsversuche an Hohlzylindern
Versuchsergebnisse

Mauer-stein	Mörtel	σ_N	n	$M_{T,max}$ MW [min…max]	Φ_0	Φ_R MW [min…max]	G_F^{II} MW [min…max]
-	-	N/mm²	-	N/mm²	-		N/mm
KSd	DMa-4	0	4	279 [272…295]	-		-
		-0,2	3	327 [310…345]	0,46	0,75 [0,74…0,76]	0,191 [0,143 / 0,239]
		-0,5	2	353 [311 / 395]		0,70 [069 / 0,70]	0,209 [0,164 / 0,253]
		-1,0	3	530 [518…546]		0,62 [0,61…0,64]	0,326 [0,291 / 0,368]
KSe	DMb-7	0	5	333 [247…434]	-		-
		-0,2	2	544 [529 / 558]	0,68	0,62 [0,62…0,62]	-
		-0,4	2	632 [578 / 686]		0,72 [0,68…0,75]	0,207
		-0,6	3	629 [563[1)]…639]		0,63 [0,57…0,70]	0,254 [0,213 / 0,295]
		-1,0	2	786[1)] [700…873][1)]		-	-
	DMb-11	0	5	281 [267…320]	-		-
		-0,2	4	380 [331…459]	0,41	0,62 [0,55…0,65]	-
		-0,6	3	405 [384…421]		0,63 [0,60…0,65]	0,332 [0,326 / 0,338]
		-1,0	3	564 [536…607]		0,60 [0,59…0,62]	0,372 [0,281…0,465]

1) Steinversagen, nicht in Auswertung berücksichtigt

Tabelle D2: Torsionsversuche an Vollzylindern
Versuchsergebnisse

Mauer-stein	Mörtel	D_m	σ_N	n	$M_{T,max}$	Φ_R
					MW [min…max]	MW [min…max]
-	-	mm	N/mm²	-	Nm	-
KSd	DMa-4	150	0	5	431 [365…476]	-
			-0,2	3	485 [444…523]	0,66 [0,64…0,67]
			-0,5	3	646 [590…681]	0,53 [0,49…0,59]
			-1,0	3	802 [769…842]	0,50 [0,49…0,51]
KSe	DMb-7	150	0	5	567 [526…621]	-
			-0,2	4	759 [671…830]	0,62 [0,61…0,64]
			-0,6	2	998 [981…1016]	0,61 [0,61…0,61]
			-1,0	3	1320 [1219…1385]	0,55 [0,53…0,58]
	NMa-6	106	0	5	325 [244…355]	-
		107	-0,2	3	448 [387…514]	0,47 [0,43…0,54]
		109	-0,6	3	597 [525…643]	0,51 [0,48…0,55]
		113	-1,0	3	681 [626…757]	0,49 [0,44…0,56]

Tabelle D3: Torsionsversuche an Vollzylindern
Vergleich Versuch / FE-Rechnung / analytischer Ansatz

Mauer-stein	Mörtel	σ_N	$M_{T,max}$	$M_{T,cal}$	$M_{T,FE}$	$M_{T,pl}$	$M_{T,pl}$ / $M_{T,FE}$
			MW [min…max]				
-	-	N/mm²	Nm				-
KSd	DMa-4	0	431 [365…476]	429	416	433	1,04
		-0,2	485 [444…523]	511	502	514	1,02
		-0,5	646 [590…681]	635	626	636	1,02
		-1,0	802 [769…842]	838	832	839	1,01
KSe	DMb-7	0	567 [539…621]	591	567	601	1,06
		-0,2	759 [671…830]	745	723	753	1,04
		-0,5	998 [981…1016]	1049	1028	1057	1,03
		-1,0	1320 [1219…1385]	1353	1328	1361	1,03
	NMa-6	0	325 [244…355]	342	273	355	1,30
		-0,2	448 [387…514]	412	-	425	-
		-0,6	597 [525…643]	558	552	565	1,02
		-1,0	681 [626…757]	700	-	705	-

Tabelle D4: Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten
Versuchsergebnisse

Mauer-stein	Mörtel	l x b	l_m x b_m	σ_N	n	$M_{T,max}$ MW [min…max]	Φ_R MW
-	-	mm		N/mm²	-	Nm	-
KSe	DMb-7	150x150		0	5	986 [861…1180]	-
				-0,1	1	1117	0,64
				-0,2	3	1350 [1242…1433]	0,61 [0,61…0,62]
		50x175		0	5	220 [199…246]	-
				-0,2	3	302 [280…318]	0,50 [0,45…0,56]
				-0,6	3	402 [374…427]	0,56 [0,49…0,65]
				-1,0	3	493 [463…542]	0,42 [0,39…0,44]
		100x175		0	5	596 [456…717]	-
				-0,6	2	1112 [1047 / 1176]	0,55 [0,54 / 0,56]
		175x175		0	5	1351 [1179…>1500]	-
		250x175		0	4	> 1500	-
	NMa-6	150x150	113x112	0	5	625 [551…739]	-
			122x116	-0,2	4	876 [745…998]	0,71 [0,46…0,97]
			123x124	-0,6	2	877 [857 / 897]	0,62 [0,57…0,67]
			124x126	-1,0	3	1139 [1035…1281]	0,55 [0,46…0,61]
		100x175	-	0	4	420 [355…467]	-
			76x150	-0,2	3	452 [374…536]	0,70 [0,61…0,80]
			65x134	-0,6	3	589 [566…630]	0,69 [0,68…0,69]
			79x139	-1,0	3	821 [811…841]	0,63 [0,61…0,67]
		175x175	137x135	0	5	907 [797…1003]	-
			143x140	-0,2	3	1207 [1129…1337]	0,61 [0,59…0,65]
		175x250	-	0	5	> 1500	-
		100x250	67x193	0	4	621 [538…716]	-
			75x210	-0,6	3	1014 [842…1136]	0,61 [0,56…0,64
KSf	DMb-11	130x175		0	5	642 [599…701]	-
				-0,2	3	826 [737…904]	0,56 [0,52…0,63]
				-0,6	2	1022 [930 / 1114]	0,45 [0,44 / 0,46]
				-0,8	1	1109[1)]	-
				-1,0	2	1369[1)] [1312 / 1426]	-

1) Steinversagen

Tabelle D5: Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten – KSe / DMb-7
Vergleich Versuch / FE-Rechnung / analytischer Ansatz

l x b	σ_N	$M_{T,max}$	$M_{T,FE}$	$M_{T,pl}$	$M_{T,pl} / M_{T,FE}$
		MW [min…max]			
mm	N/mm²	Nm			-
50x175	0	220 [199…246]	220	280	1,27
	-0,2	302 [280…318]	295	351	1,19
	-0,6	402 [374…427]	437	493	1,13
	-1,0	493 [463…542]	576	634	1,10
100x175	0	596 [456…717]	569	640	1,13
	-0,6	1112 [1047…1176]	1054	1126	1,07
150x150	0	986 [861…1180]	823	878	1,07
	-0,1	1117	-	989	-
	-0,2	1350 [1242…1433]	1052	1100	1,05
	-0,6	-	1496	1544	1,03
	-1,0	-	1933	1989	1,03
175x175	0	1351 [1179…1448]	-	1394	-
250x175	0	>1500	2220	2442	1,10
	-0,6	-	4053	4294	1,06

Tabelle D6: Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten - KSe / NMa-6
Vergleich Versuch / FE-Rechnung / analytischer Ansatz

l x b	σ_N	$M_{T,max}$ MW [min…max]	$M_{T,FE}$	$M_{T,pl}$	$M_{T,pl}$ / $M_{T,FE}$
mm	N/mm²	Nm			-
175x100	0	419 [355…467]	-	378	-
	-0,2	451 [374…536]		453	
	-0,6	588 [566…630]		602	
	-1,0	821 [811…841]		751	
150x150	0	625 [551…739]	-	519	-
	-0,2	876 [745…998]		621	
	-0,6	877 [857…897]		826	
	-1,0	1139 [1035…1281]		1030	
175x175	0	907 [797…1003]	-	824	-
	-0,2	1207 [1129…1337]		987	
250x100	0	621 [538…716]	-	710	-
	-0,6	1014 [842…1136]	-	1130	-
250x175	0	>1500	1099,9	1443	1,31
	-0,02	-	1176,9	1465	1,2
	-0,6		2234,8	2297	1,03

Tabelle D7: Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten – Vormauerziegel / NMb-8
Versuchsergebnisse

Mauer-stein	Mörtel	l x b	σ_N	n	$M_{T,max}$ MW [min…max]	Φ_R MW
-	-	mm	N/mm²	-	N/mm²	-
VMzc	NMb-8	45x115	0	4	105	-
		120x115	0	3	365	-
			-0,2	2	578	1,25
			-0,6	3	896	1,06
			-1,0	4	1090	1,01
		240x115	0	5	671	-
KHLzd	NMb-8	45x115	0	5	116	-
		120x115	0	5	514	-
			-0,2	3	752	1,60
			-0,6	3	1036	1,33
			-1,0	3	1371	1,15
		240x115	0	5	934	-

Tabelle D8: Haftscherversuche nach DIN EN 1052-3
Versuchsergebnisse

Stein	Mörtel	max τ_{max} (bzw. β_{HS})			
		σ_N in N/mm²			
		0	-0,2	-0,6	-1,0
-	-	N/mm²			
KSd	DMa-2	0,28 [0,14…0,43]	0,43 [0,42…0,44]	0,70 [0,67…0,73]	0,87 [0,83…0,92]
KSe	DMb-13	0,57 [0,46…0,64]	0,57 [0,41…0,64]	1,05 [1,04…1,05]	1,06 [0,93…1,06]
	NMa-8	0,33 [0,18…0,42]	0,50 [0,44…0,56]	0,60 [0,50…0,68]	0,90 [0,89…0,91]
KSf	DMb-14	0,32 [0,31…0,36]	0,45 [0,38…0,50]	0,77 [0,60…0,87]	0,96 [0,94…0,99]

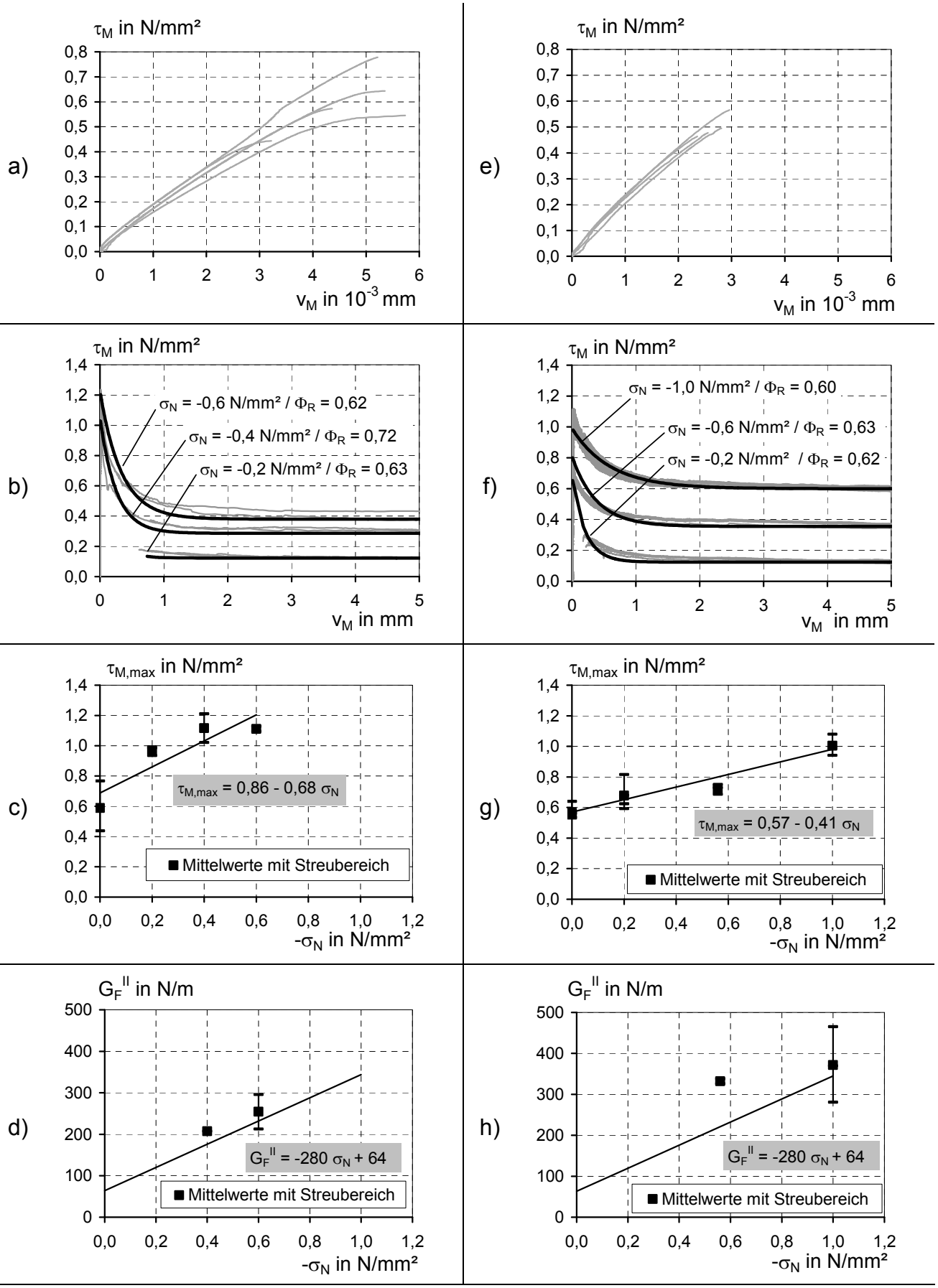


Bild D1: Torsionsversuche an Hohlzylindern, ermittelte Stoffgesetze
a) - d): KSe / DMb-7 (DMb1), e) – h): KSe / DMb-11 (DMb2)

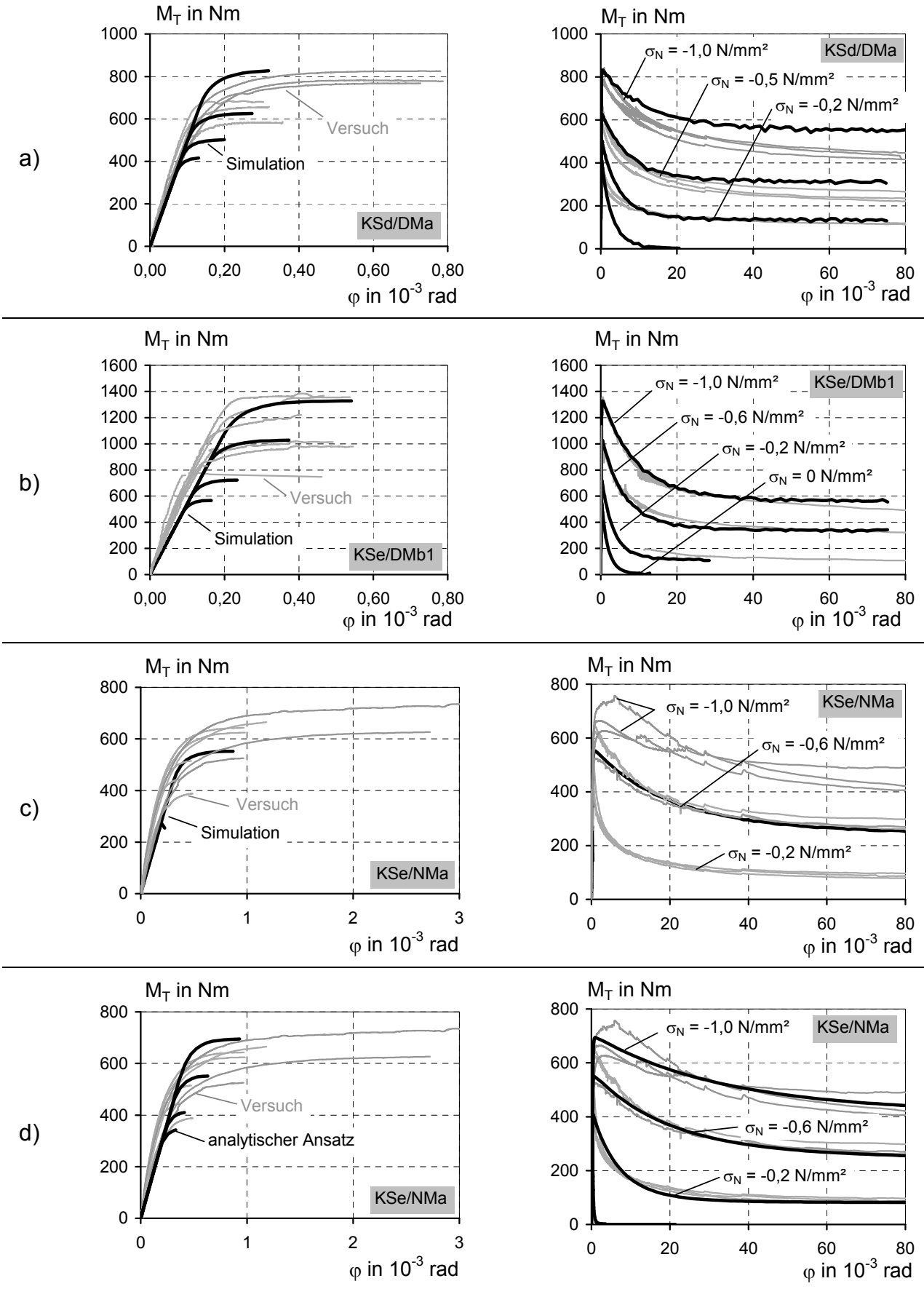


Bild D2: Torsionsversuche an Vollzylindern, Torsionsmomenten-Drehwinkellinien
Vergleich Versuch – FE-Rechnung bzw. analytischer Berechnungsansatz
links: bis Maximallast, rechts: vollständiger Kurvenverlauf

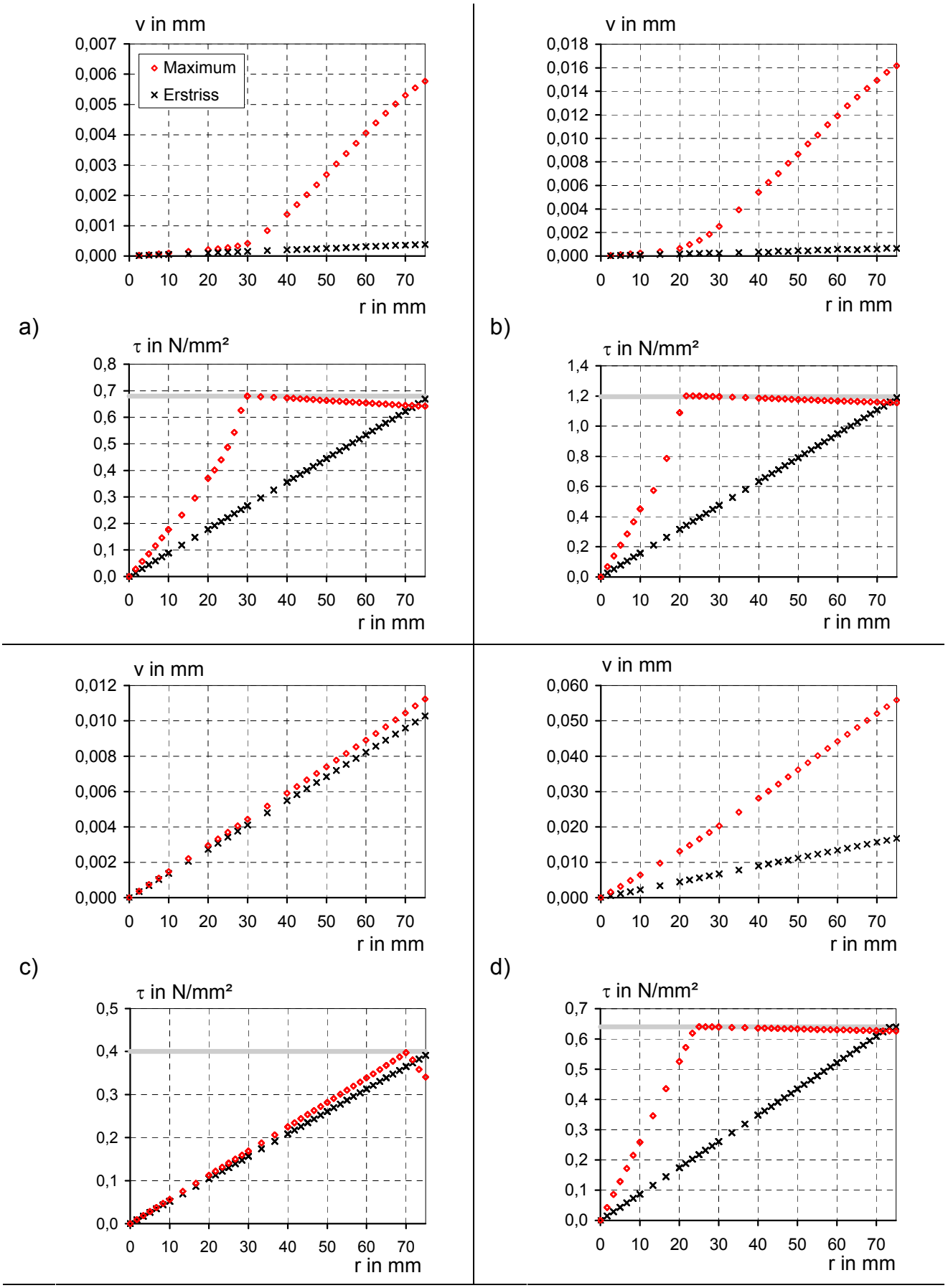


Bild D3: Scherspannungen und Verschiebungen in der Fuge - Vollzylinder
a) DMb1 / σ_N = 0, b) DMb1 / σ_N = -0,6 N/mm²
c) NMa / σ_N = 0, d) NMa / σ_N = -0,6 N/mm²

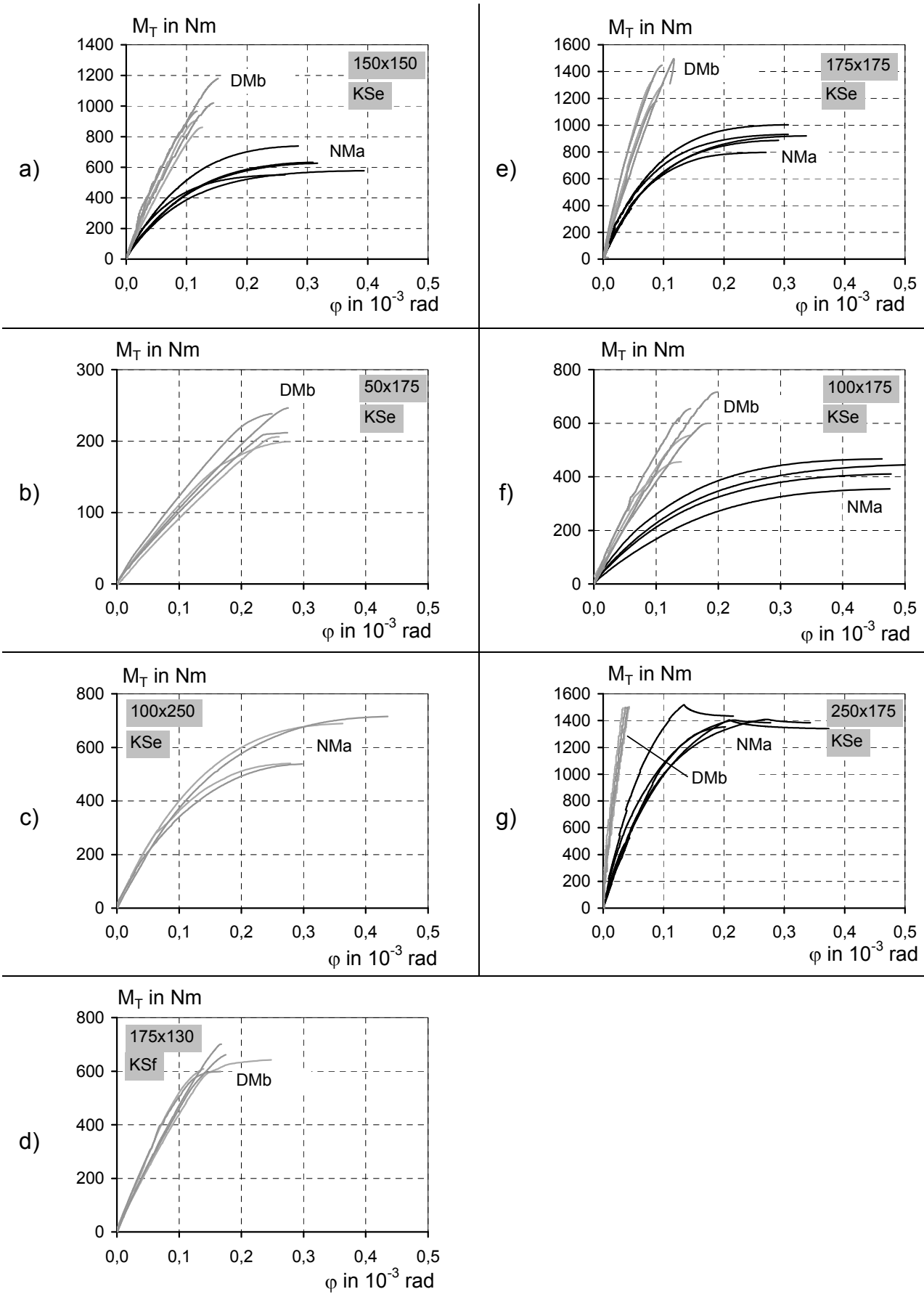


Bild D4: Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten ohne Auflast
Torsionsmomenten-Drehwinkellinien bis zur Maximallast

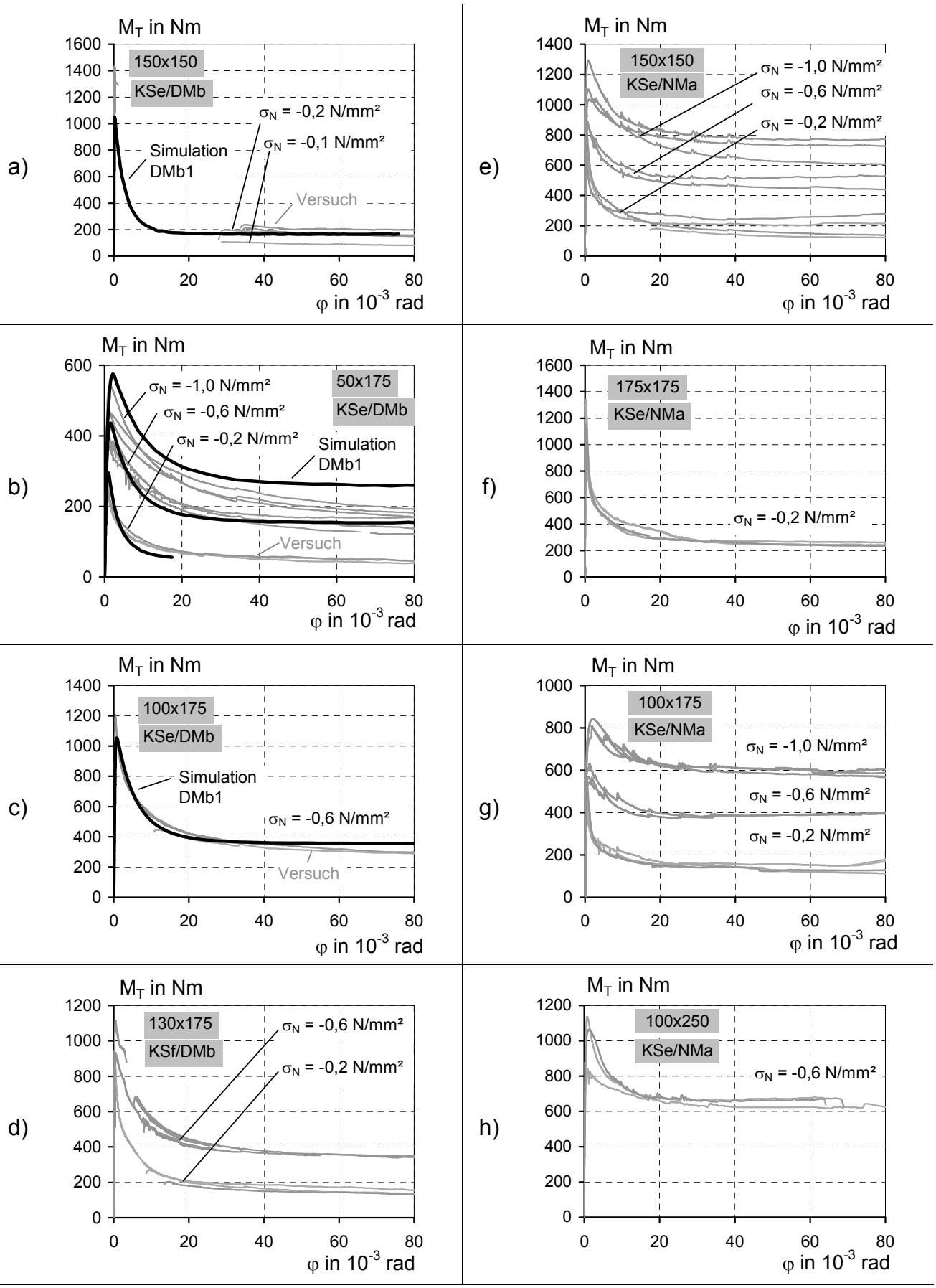
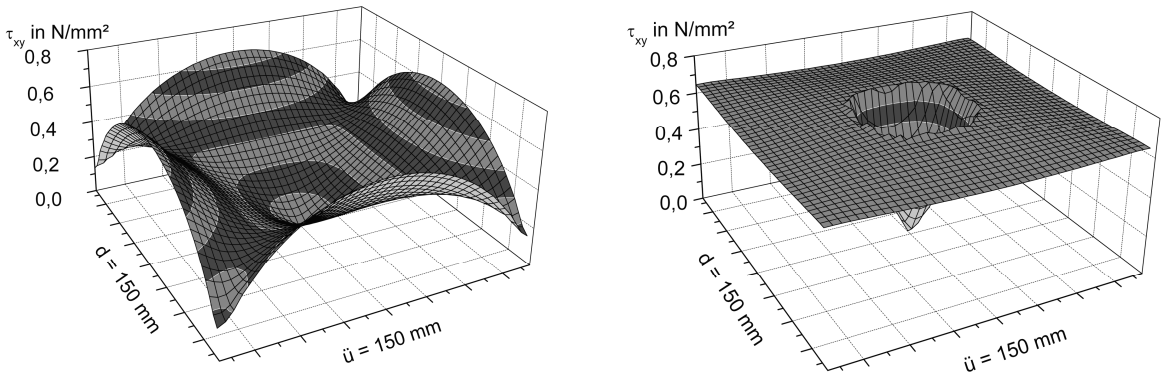
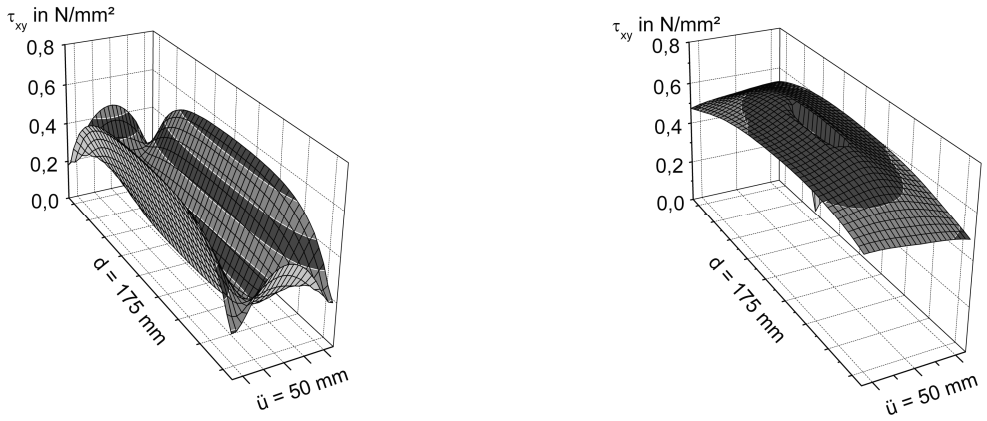


Bild D5: Torsionsversuche an Rechteckquerschnitten mit Auflast
Torsionsmomenten-Drehwinkellinien
a) – c) Vergleich mit FE-Rechnung

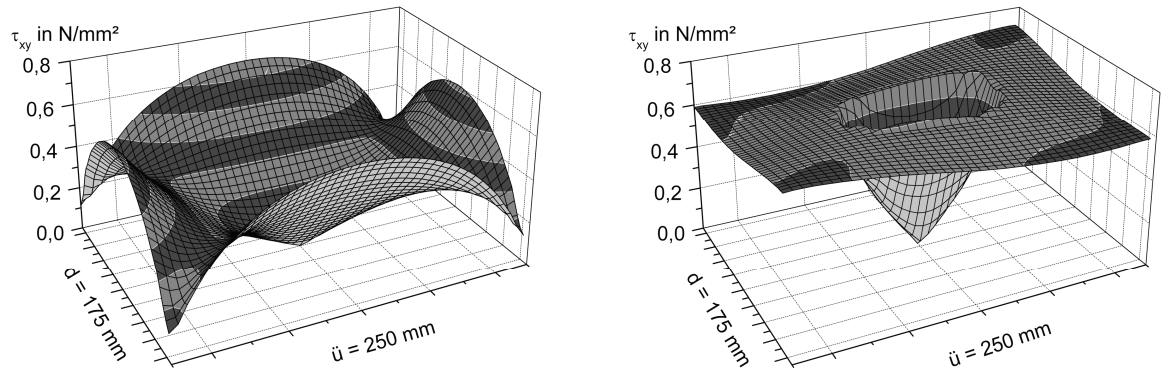
a)



b)



c)



d)

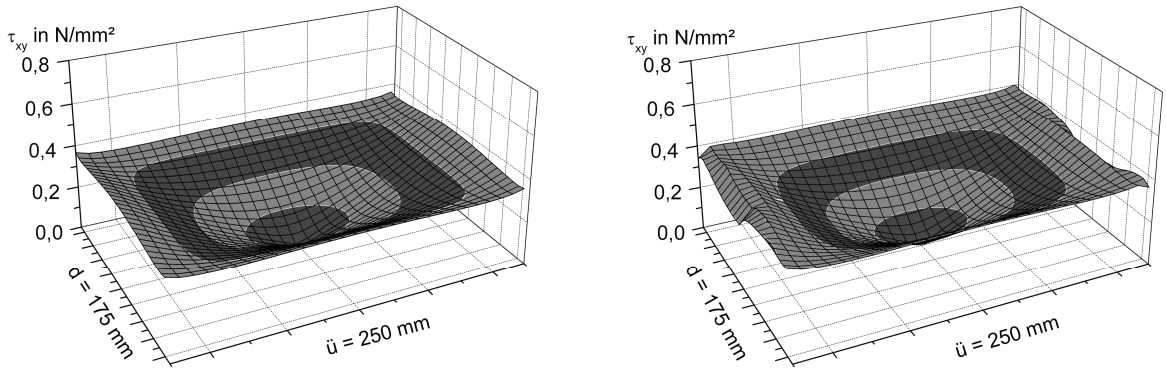
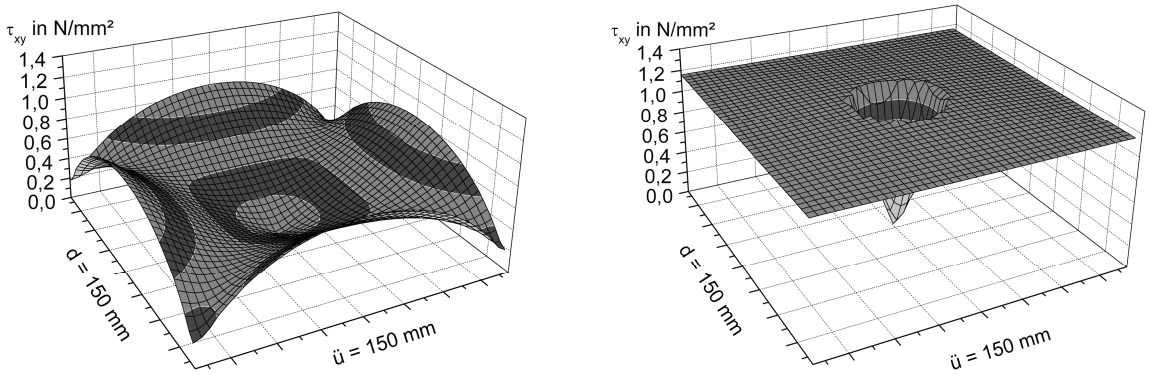
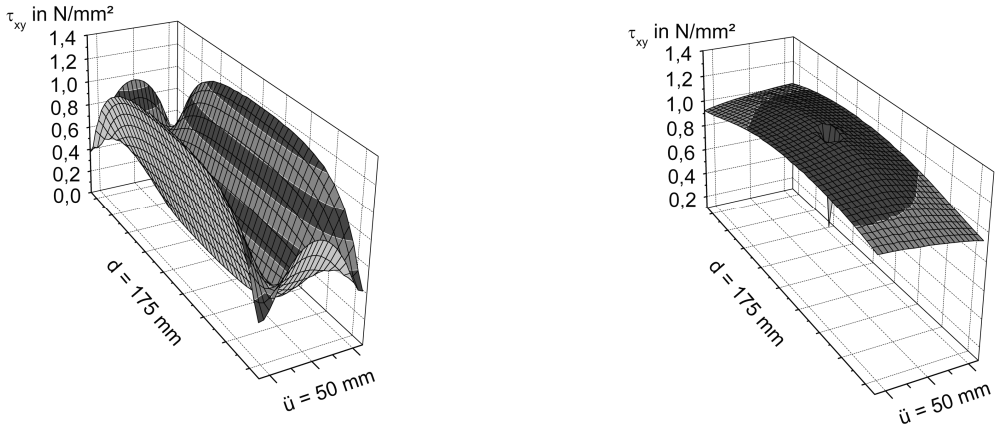


Bild D6: Schubspannungsverteilung in der Fuge – FE-Ergebnisse der Torsionsversuche Erstriss (links) und Maximallast (rechts) für $\sigma_N = 0$
a) - c): DMb1, d): NMa

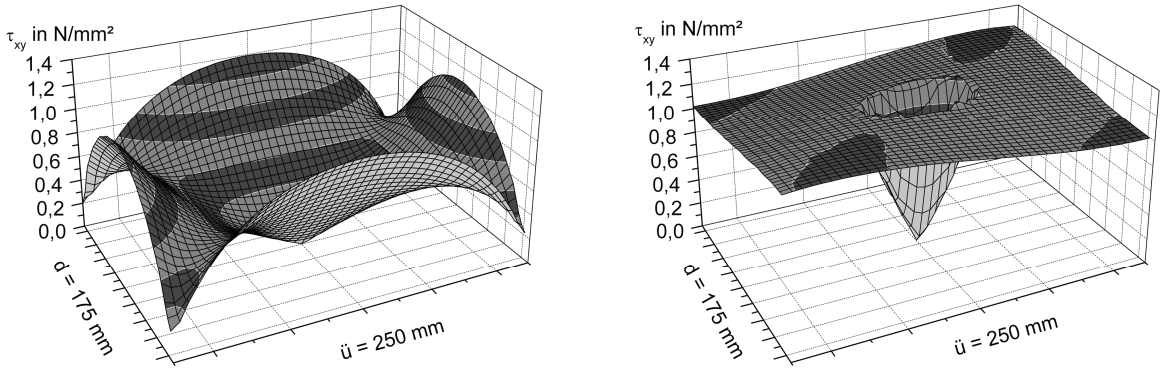
a)



b)



c)



d)

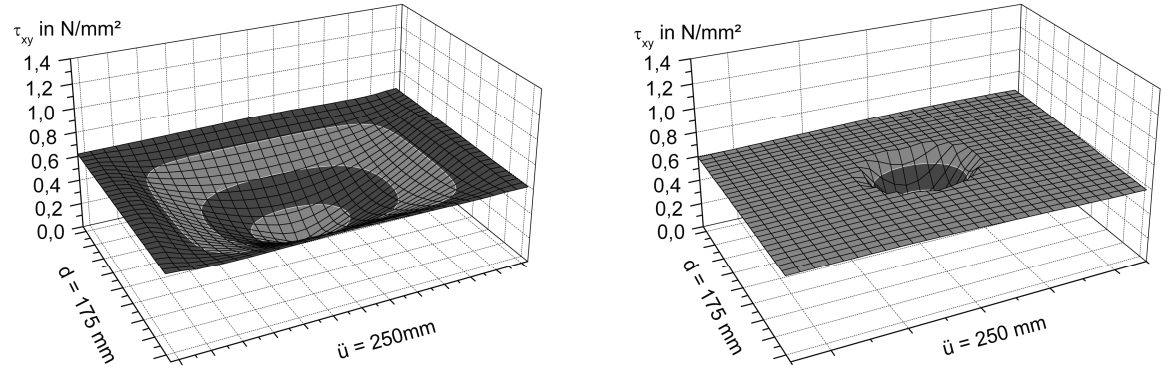
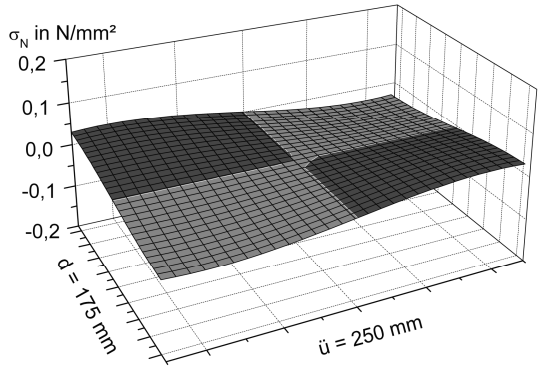
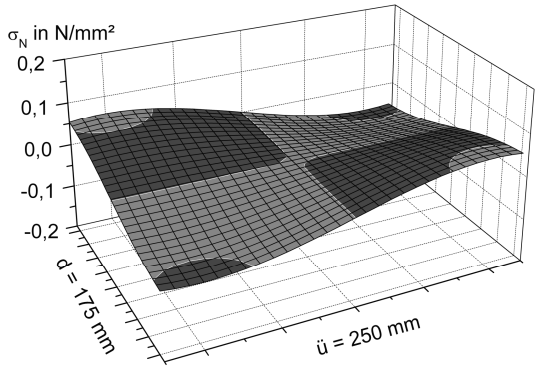


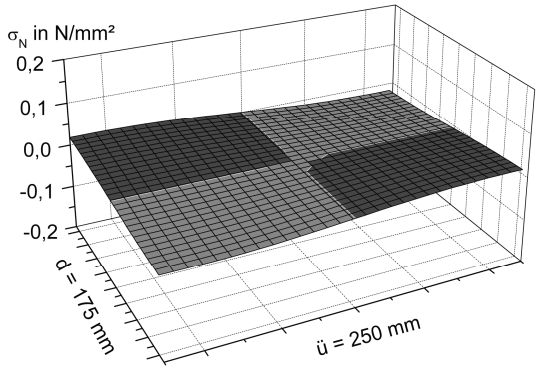
Bild D7: Schubspannungsverteilung in der Fuge – FE-Ergebnisse der Torsionsversuche Erstriss (links) und Maximallast (rechts) für σ_N = -0,6 N/mm²
a) - c): DMb1, d) NMa

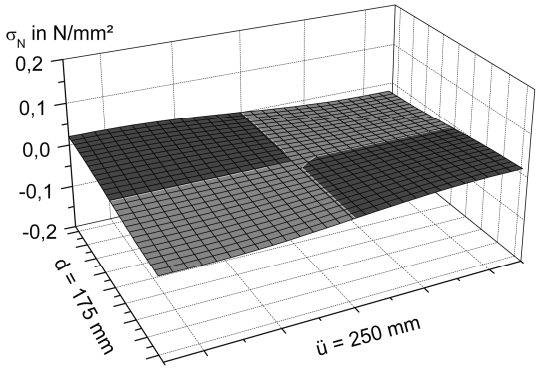
a)



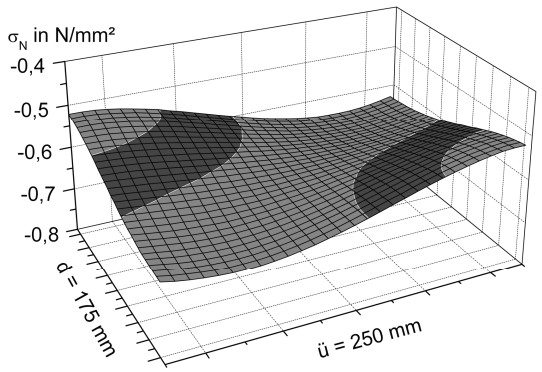


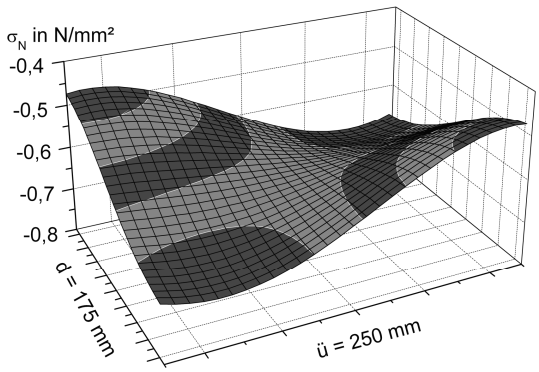
b)



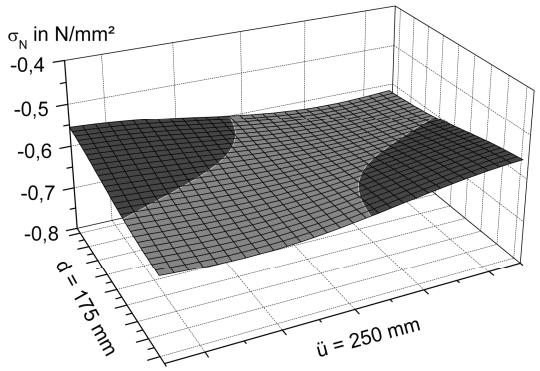


c)





d)



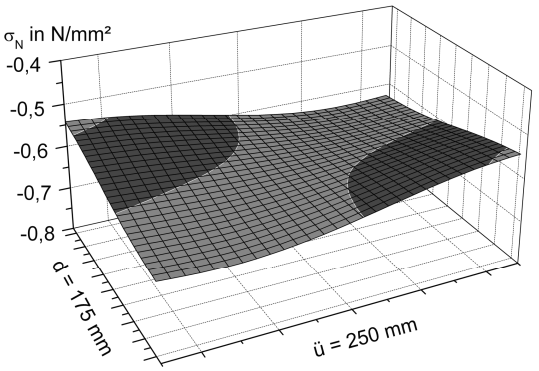
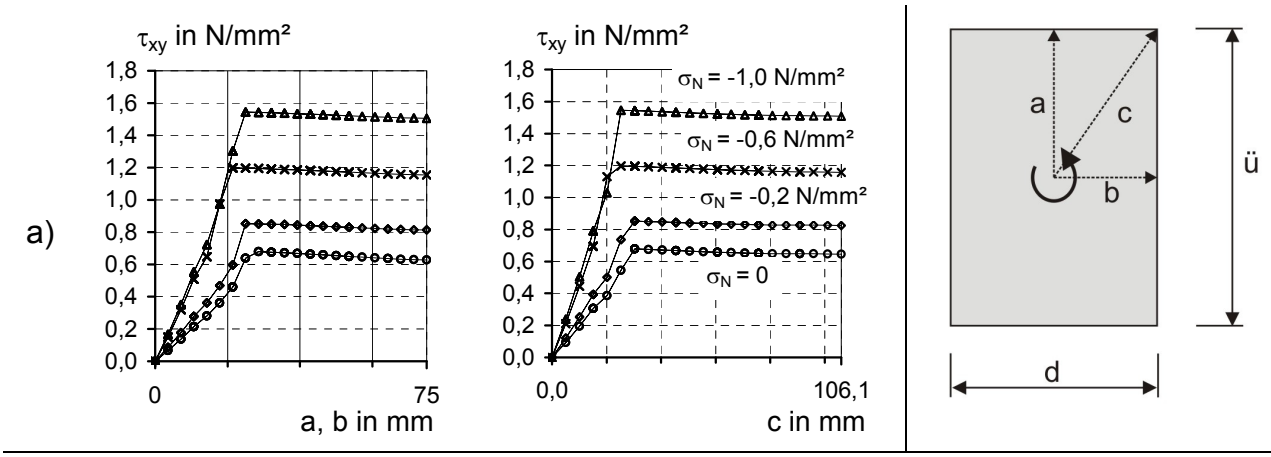
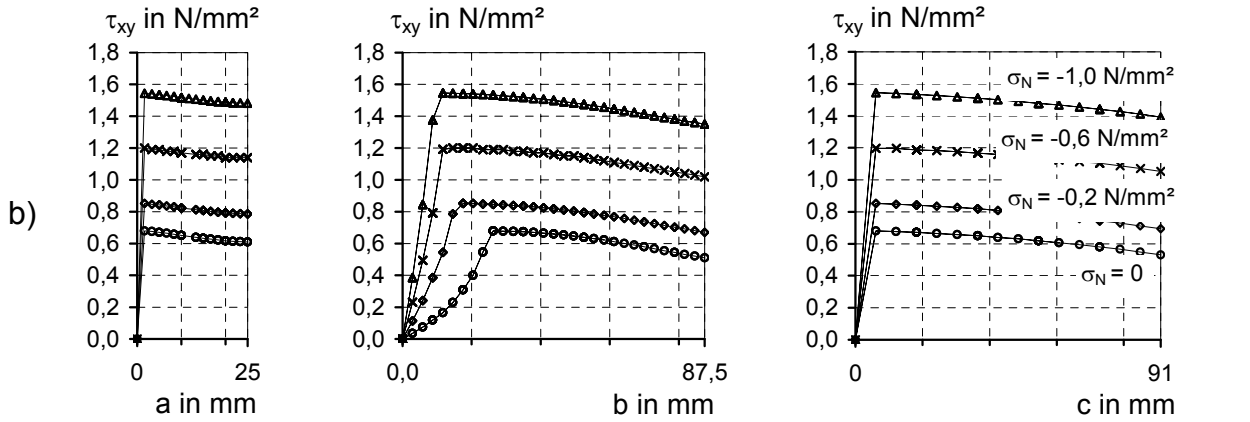
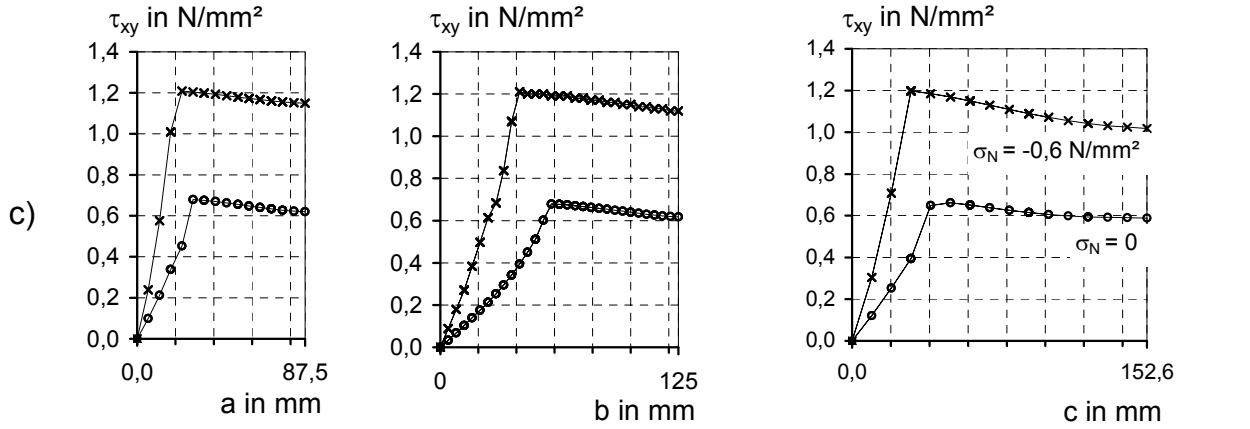


Bild D8: Normalspannungsverteilung in der Fuge– FE-Ergebnisse der Torsionsversuche Erstriss (links) und Maximallast (rechts)
für $\sigma_N = 0$: a) DMb1, b) NMa / für $\sigma_N = -0{,}6$ N/mm²: c) DMb1, d) NMa







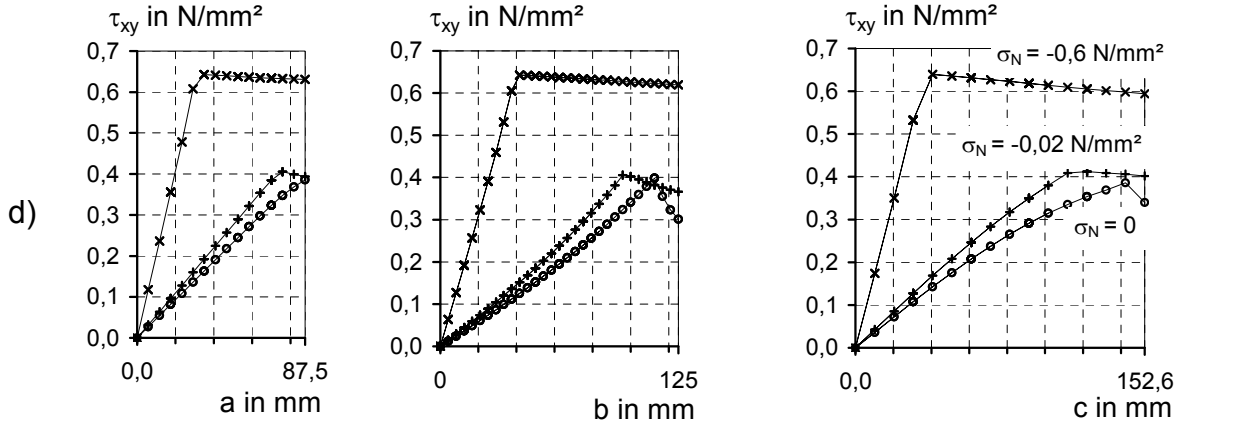


Bild D9: Scherspannungsverteilungen bei maximalem Torsionsmoment für unterschiedliche Rechteckquerschnitte
a)-c) KSe / DMb1, d) KSe / NMa

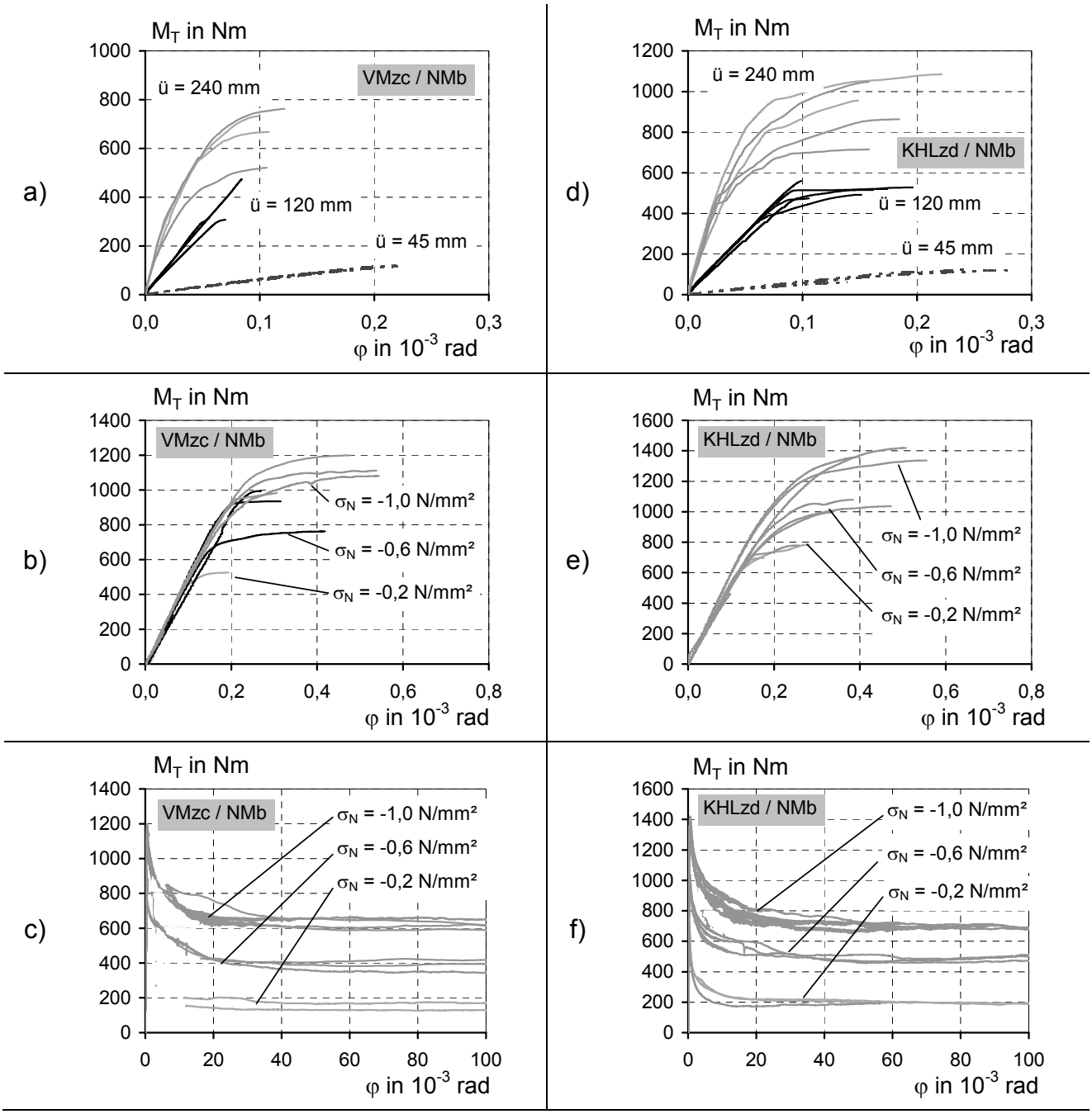


Bild D10: Torsionsversuche an Vormauerziegeln
a) - c): VMzc / NMb, d) – f): KHLzd / NMb

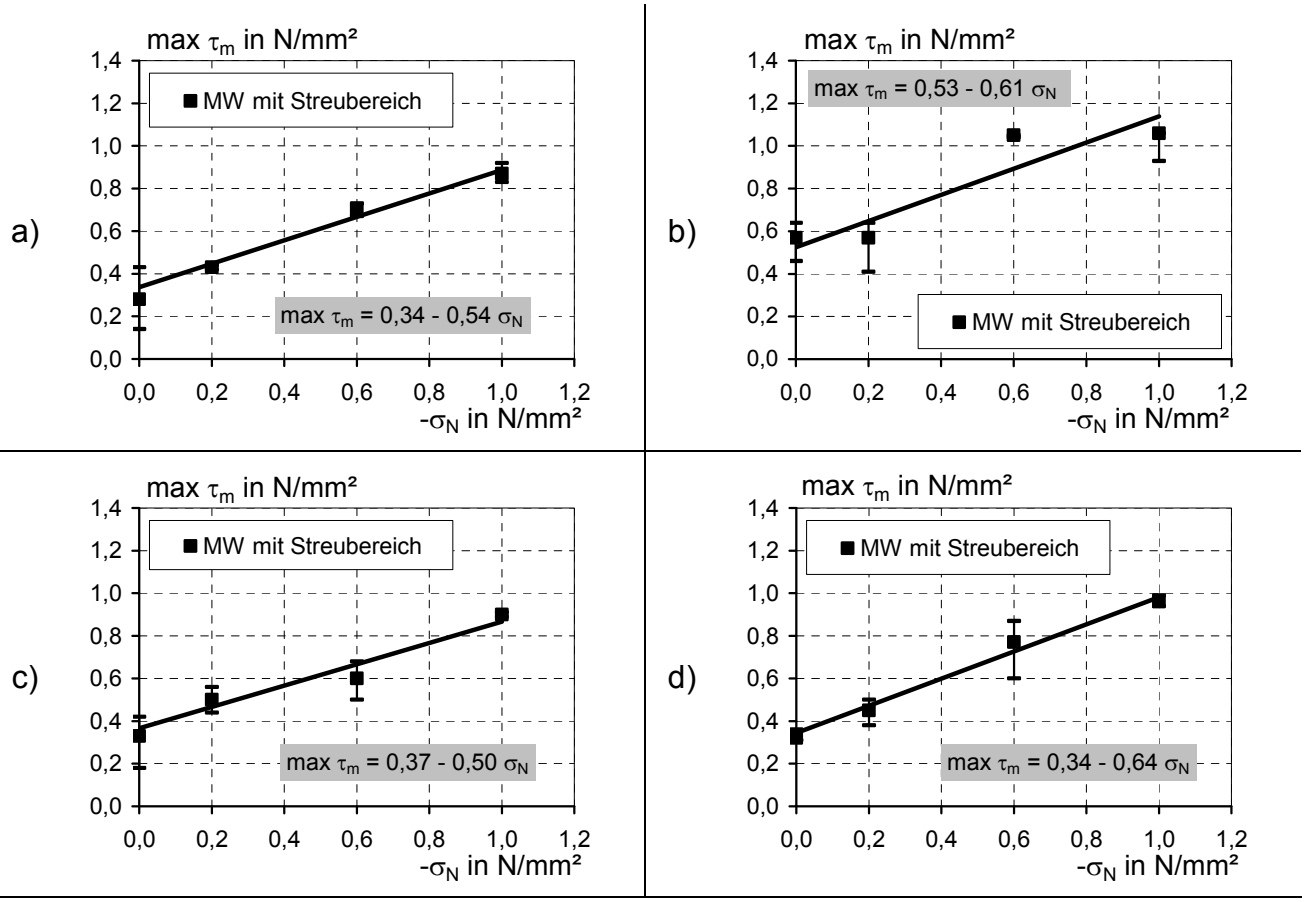


Bild D11: Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Normalspannung
Scherversuche nach DIN EN 1052-3
a) KSd / DMa, b) KSe / DMb, c) KSe / NMa, d) KSf / DMb

Tabelle E1: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden parallel zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	h_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x2}	E_{33}
-		mm	-		mm				-	kN		Nm	N/mm²	
KSe	EP	250	uv	1	2000	1000	1007	173	11,4	1,4	33,2	8300	1,65	10500
				2			1004	175		0,2	31,7	7925	1,55	14060
				MW			1006	174		-	32,5	8113	1,60	12280
KSe	EP	250	vm	1	2000	1000	1000	174	11,4	0,4	46,2	11550	2,29	14160
				2			1008	173		0	44,6	11150	2,22	13220
				MW			1004	174		-	45,4	11350	2,26	13690
KSe	EP	50	uv	1	2000	1000	1001	175	11,4	1,1	13,0	3250	0,64	5620
				2			1004	174		1,2	10,8	2700	0,53	9080
				MW			1003	175		-	11,9	2975	0,59	7350
KSe	EP	50	vm	1	2000	1000	1001	175	11,4	0,9	44,7	11175	2,19	15940
				2			1005	175		2,0	47,4	11850	2,31	13050
				MW			1003	175		-	46,1	11513	2,25	14490

Tabelle E2: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden parallel zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	h_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x2}	E_{33}
-		mm	-		mm				-	kN		Nm	N/mm²	
KSe	DMb-3	250	uv	1	2000	1000	1006	173	11,4	0	26,1	6525	1,30	9180
				2			1008	175		0,1	27,0	6756	1,31	9510
				MW			1007	174		-	26,6	6641	1,31	9340
KSe	DMb-6	50	uv	1	2000	1000	1010	174	11,4	1,52	5,92	1480	0,29	4430
				2			1007	175		0,78	6,81	1703	0,33	14440
				MW			1009	175		-	6,37	1592	0,31	9440
KSe	DMb-8	50	vm	1	2000	1000	1008	174	11,4	1,4	10,9	2725	0,54	13870
				2			1008	174		0,7	13,0	3250	0,64	23880
				MW			1008	174		-	12,0	2988	0,59	18870
KSe	NMa-1 NMa-2	250	uv	1	2000	1000	1049	174	11,4	1,0	14,3	3573	0,68	9660
				2			1035	174		1,3	17,2	4290	0,82	9320
				3			1047	174		0	20,2	5050	0,96	9730
				MW			1044	174		-	17,2	4304	0,82	9570
KSe	NMa-3 NMa-4	250	vm	1	2000	1000	1055	174	11,4	1,0	15,2	3800	0,71	10620
				2			1043	173		1,1	18,3	4572	0,88	10940
				3			1045	174		1,1	21,4	5350	1,01	9060
				MW			1048	174		-	18,3	4574	0,87	10210

Tabelle E3: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden parallel zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	h_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x2}	E_{33}
-		mm			mm				-	kN		Nm	N/mm²	
KSf	EP	250	uv	1	2000	1000	1006	175	11,4	1,0	19,8	5200	1,01	5930
				2			1004	173		0,6	18,1	4679	0,93	5040
				MW			1005	174		-	19,0	4940	0,97	5490
KSf	EP	60	uv	1	2000	1000	998	173	11,4	0	11,1	2775	0,56	4700
				2			1002	174		0,1	12,8	3200	0,63	4890
				MW			1000	174		-	12,0	2988	0,60	4800
KSf	EP	60	vm	1	2000	1000	998	173	11,4	0,9	25,4	6350	1,28	9070
				2			1001	174		0,9	28,0	7000	1,39	9430
				MW			999	174		-	26,7	6675	1,34	9250
KSf	DMb-10	120	uv	1	2000	1000	1002	173	11,4	0	13,5	3375	0,68	6180
				2			1004	173		0,1	14,1	3525	0,70	5930
				MW			1003	173		-	13,8	3450	0,69	6060

Tabelle E4: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden parallel zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	h_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x2}	E_{33}
-		mm			mm				-	kN		Nm	N/mm²	
PPc	DMc-1 DMc-2	300	uv	1	2400	1200	1006	240	10,0	-	5,13	1539	0,16	1760
				2			1008	240			5,21	1563	0,16	1250
				MW			1007	240			5,17	1551	0,16	1510
PPc	DMc-3 DMc-4	300	vm	1	2400	1200	1009	240	10,0	-	6,95	2085	0,22	1600
				2			1006	240			7,16	2148	0,22	1430
				MW			1008	240			7,06	2118	0,22	1520
PPc	DMc-5 DMc-6	50	uv	1	2400	1200	1003	240	10,0	-	2,19	657	0,07	1520
				2			1001	240			2,31	693	0,07	1390
				MW			1002	240			2,25	675	0,07	1450
PPc	DMc-7	50	vm	1	2400	1200	1004	240	10,0	-	7,70	2310	0,24	1530
				2			1005	240			8,05	2415	0,25	1240
				MW			1005	240			7,88	2364	0,25	1390
PPc	DMc-10	100	uv	1	2400	1200	1000	240	10,0	-	3,69	1107	0,12	2440

Tabelle E5: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden parallel zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	h_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x2}	E_{33}
-		mm			mm				-	kN		Nm	N/mm²	
HLzb	DMd-1	120	uv	1	2300	1000	1008	298	7,7	1,27	10,46	3400	0,23	1190
				2			998	297		0	12,66	4115	0,28	1720
				MW			1003	298		-	11,56	3757	0,25	1460
HLzb	DMd-2 DMd-3	120	vm	1	2300	1000	1009	299	7,7	1,28	17,49	5684	0,38	2660
				2			1017	300		0,72	15,94	5181	0,34	4600
				MW			1013	300		-	16,72	5432	0,36	3630

Tabelle E6: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden parallel zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	h_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x2}	E_{33}
-		mm			mm				-	kN		Nm	N/mm²	
VMzc	NMb-1	115	vm	1	1015	500	491	115	8,8	-	14,0	1803	1,67	15950
	NMb-2			2			490	114			13,7	1765	1,66	16570
	NMb-3			3			489	113			12,7	1633	1,57	16170
	-			MW			490	114			13,5	1734	1,63	16230
VMzc	NMb-1	45	vm	1	1015	500	487	114	8,8	-	11,5	1478	1,40	15110
	NMb-2			2			489	114			8,9	1147	1,08	16290
	NMb-3			3			491	113			10,4	1334	1,28	14820
	-			MW			489	114			10,3	1320	1,25	15410
KHLzd	NMb-5	115	vm	1	1015	500	495	112	8,8	-	8,0	1030	1,00	11860
	NMb-6			2			501	112			12,2	1571	1,50	13850
	NMb-7			3			497	112			11,5	1481	1,42	15290
	-			MW			498	112			10,6	1360	1,31	13670
KHLzd	NMb-5	45	vm	1	1015	500	499	113	8,8	-	8,8	133	1,07	13520
	NMb-6			2			498	111			11,1	1429	1,40	12350
	NMb-7			3			498	111			10,9	1403	1,37	14960
	-			MW			498	112			10,3	1322	1,28	13610

Tabelle E7: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden parallel zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	h_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x2}	E_{33}
-		mm	-		mm				-	kN		Nm	N/mm²	
VMzc	NMb-1	115	uv	1	1015	500	490	115	8,8	-	9,1	1177	1,09	14310
	NMb-2			2			495	114			7,5	963	0,90	10380
	NMb-3			3			492	114			6,2	793	0,74	21860
	-			MW			492	114			7,6	978	0,91	15520
KHLzd	NMb-5	115	uv	1	1015	500	499	113	8,8	-	6,6	850	0,80	9410
	NMb-6			2			498	111			10,0	1288	1,26	10270
	NMb-7			3			498	112			9,2	1185	1,14	10970
	-			MW			498	112			8,6	1107	1,07	10280

Tabelle E8: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden parallel zu den Lagerfugen mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

Stein	Mörtel	ü	SF	σ_N	Prüf-körper	l_s	l_i	h_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x2}	M_{res}	E_{33}
-		mm	-	N/mm²	-	mm				-	kN		Nm	N/mm²	Nm	N/mm²
VMzc	NMb-14	115	vm	0	0-1	1015	500	502	113	8,8	0,43	9,63	1240	1,16	142	14260
	NMb-15				0-2			490	113		0,43	9,94	1280	1,23	142	16860
	-				MW			496	113		0,43	9,79	1260	1,20	142	15560
	NMb-13			-0,02	0,02-1	1015	500	490	114	8,8	0,52	13,0	1674	1,58	-	18180
	NMb-14			-0,04	0,04-1	1015	500	499	113	8,8	0,61	12,7	1635	1,54	464	18100
	NMb-15				0,04-2			491	113		0,61	14,5	1868	1,79	438	16240
	-				MW			495	113		0,61	13,6	1752	1,67	451	17170
	NMb-13			-0,2	0,2-1	1015	500	493	114	8,8	1,25	19,4	2495	2,34	901	18450
	NMb-14				0,2-2			496	113		1,25	19,0	2451	2,32	1069	16750
	-				MW			495	114		1,25	19,2	2473	2,33	985	17600
	NMb-16			-0,3	0,3-1	1015	500	494	113	8,8	1,58	20,0	2576	2,45	1185	19940
	NMb-13			-0,4	0,4-1	1015	500	494	113	8,8	1,87	19,7	2534	2,41	283	17010
KHlzd	NMb-15	115	vm	-0,04	0,04-1	1015	500	500	112	8,8	0,61	14,3	1845	1,76	489	11050
	NMb-16				0,04-2			498	111		0,61	14,2	1822	1,78	296	10710
	-				MW			499	112		0,61	14,2	1834	1,77	393	10880
	NMb-16			-0,2	0,2-1	1015	500	500	113	8,8	1,25	14,6	1877	1,76	322	15090

Tabelle E9: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden senkrecht zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	b_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x1}	E_{33}
-		mm	-		mm				-	kN		Nm	N/mm²	
KSe	DMb-15	250	uv	1	2000	1000	1000	175	11,4	-	5,06	1265	0,25	12250
				2			1000	175			5,36	1340	0,26	13210
				MW			1000	175			5,21	1303	0,26	12730
KSe	NMa-9 NMa-10	250	uv	1	2000	1000	1000	175	11,4	-	6,18	1545	0,30	8460
				2			1000	175			2,43	608	0,12	6650
				3			1000	175			4,28	1070	0,21	7410
				MW			1000	175			4,30	1074	0,21	7510
KSe	NMa´-11	250	uv	1	2000	1000	1000	175	11,4	-	5,93	1483	0,28	8920
	NMa´-12			2			1000	175			5,29	1323	0,26	10050
	NMa´-13			3			1000	175			4,93	1233	0,24	9050
	-			MW			1000	174			5,38	1346	0,26	9340

Tabelle E10: Biegezugversuche an Mauerwerkwänden senkrecht zu den Lagerfugen

Stein	Mörtel	ü	SF	Prüf-körper	l_s	l_i	b_{mw}	d_{mw}	$\frac{l_s}{d_{mw}}$	ΔF	F_{max}	M_{max}	f_{x1}	E_{33}
-		mm	-		mm				-	kN		Nm	N/mm²	
VMzc	NMb-10	115	vm	1	979	489	490	114	8,5	-	2,47	303	0,29	11420
	NMb-11			2			493	111			2,12	260	0,26	24470
	NMb-12			3			490	112			2,41	295	0,29	23180
	-			MW			491	112			2,34	286	0,28	19690
KHLzd	NMb-10	115	vm	1	979	489	494	111	8,5	-	0,78	96	0,09	8800
	NMb-11			2			497	113			1,22	149	0,14	9970
	NMb-12			3			492	111			1,59	195	0,19	7470
	-			MW			494	112			1,20	147	0,14	8750
KHLzd	NMb-10	45	vm	1	979	489	496	113	8,5	-	1,23	151	0,14	9680
	NMb-11			2			496	112			1,83	224	0,22	9400
	NMb-12			3			494	109			1,93	236	0,24	11570
	-			MW			496	111			1,66	204	0,20	10210

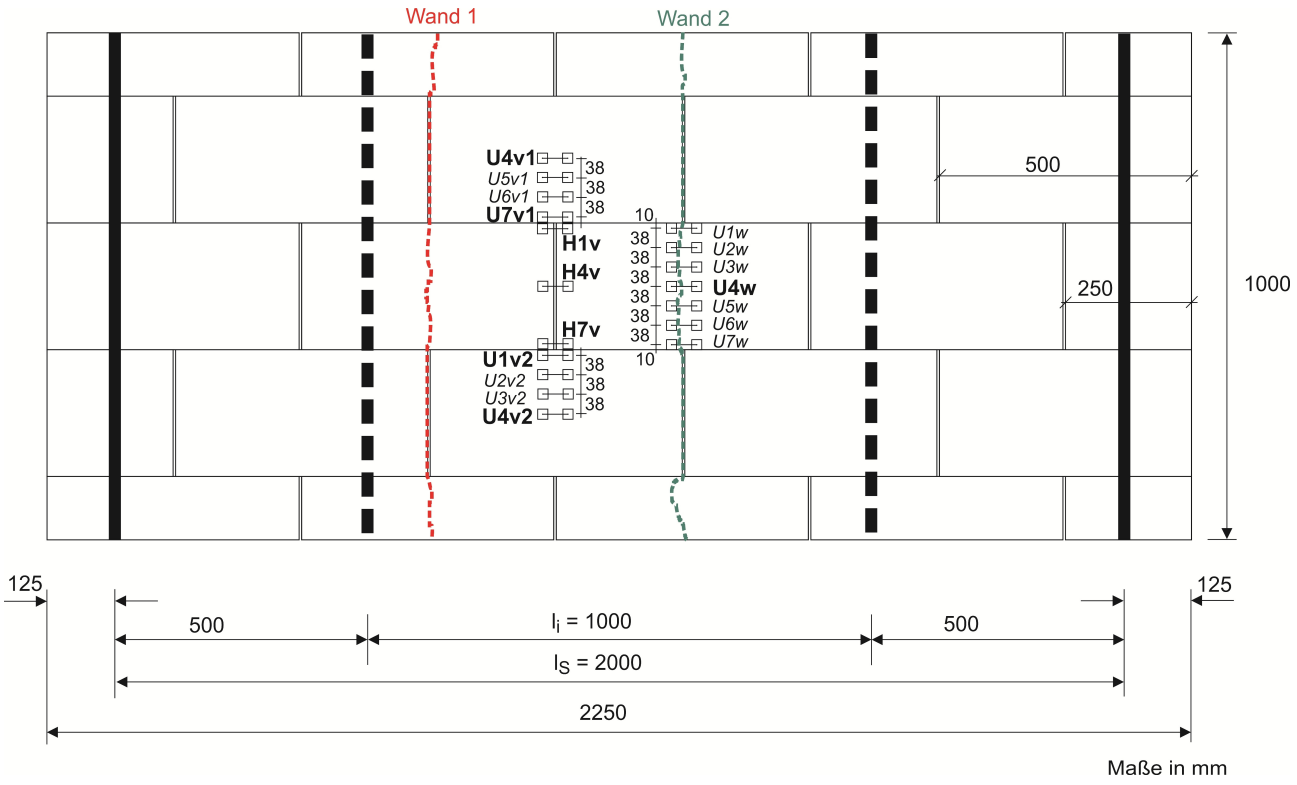


Bild E1: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / EP - ü = 250 mm / Stoßfugen uv

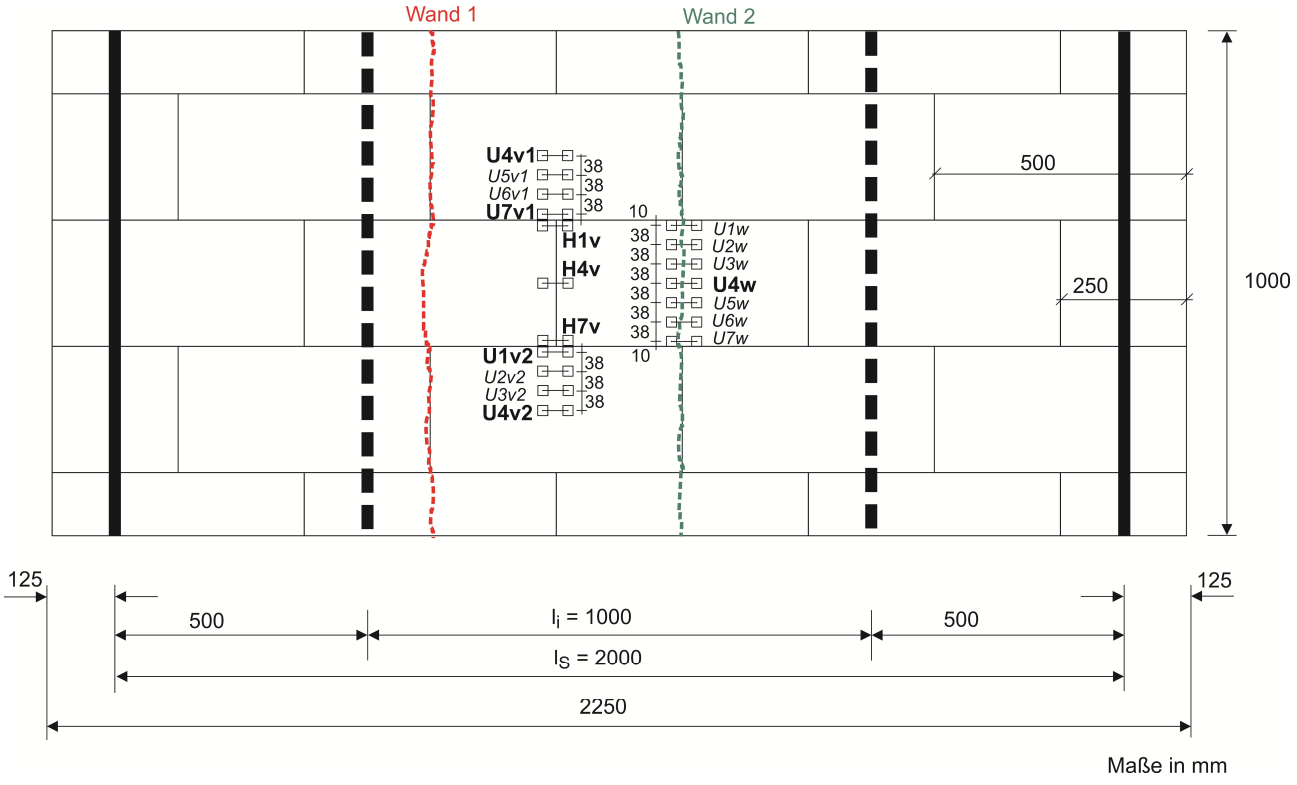


Bild E2: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / EP - ü = 250 mm / Stoßfugen vm

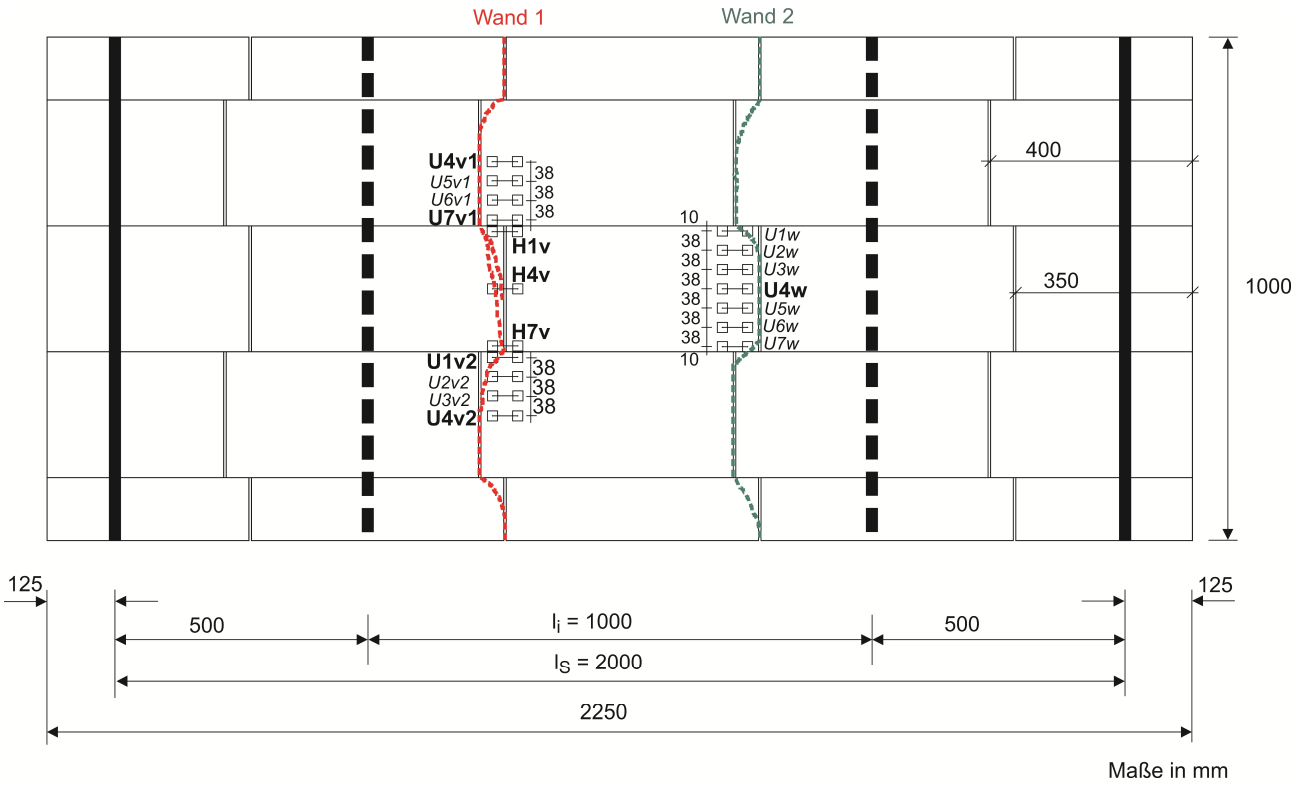


Bild E3: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / EP - ü = 50 mm / Stoßfugen uv

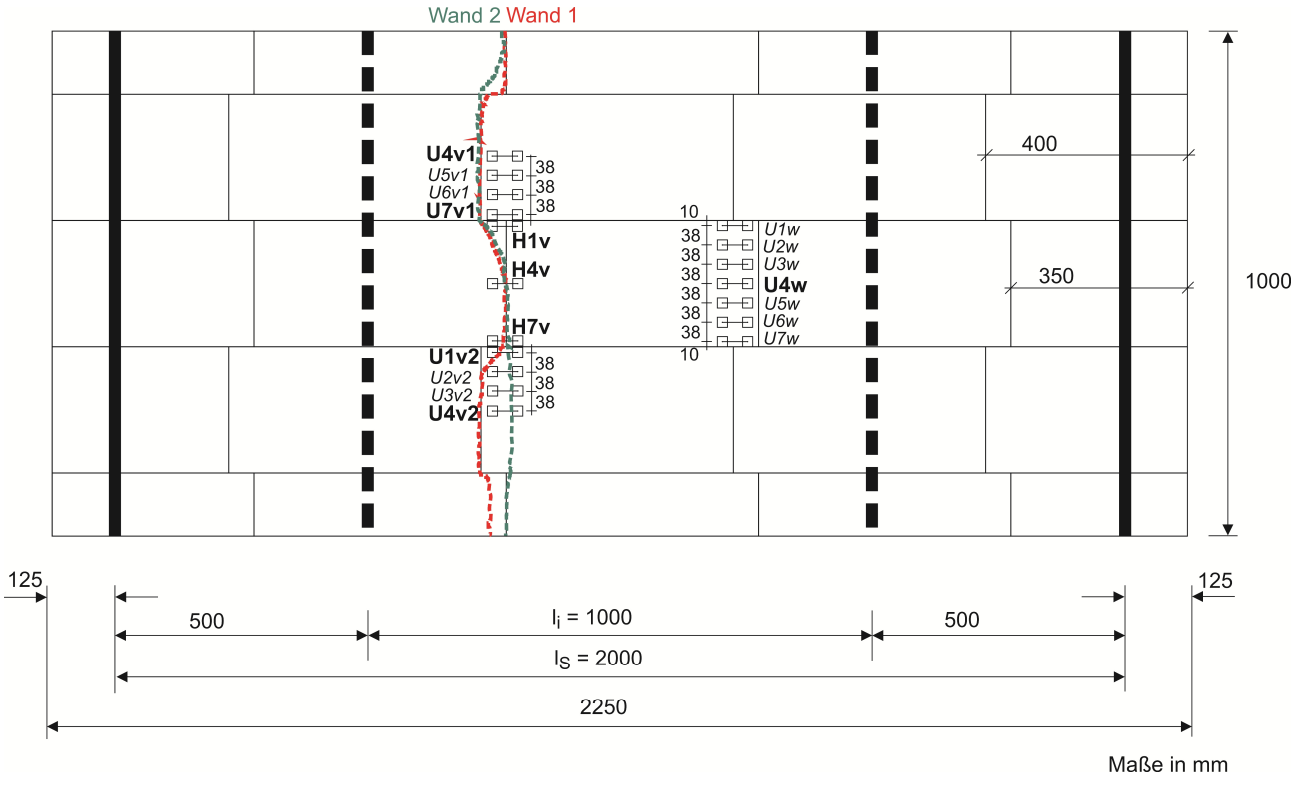
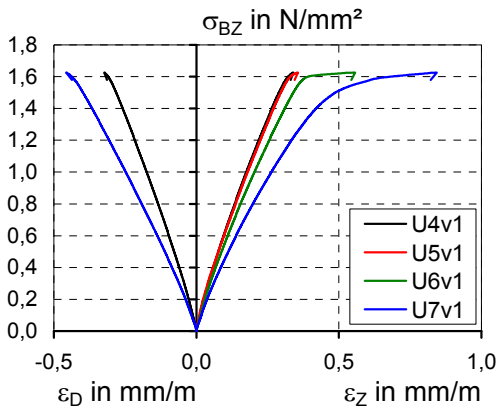
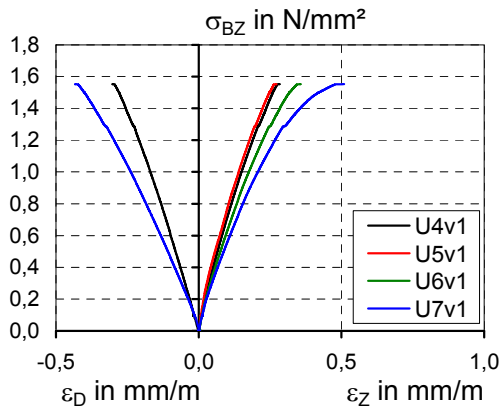


Bild E4: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / EP - ü = 50 mm / Stoßfugen vm

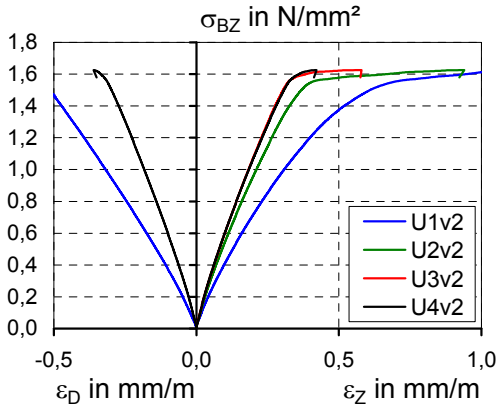
a)



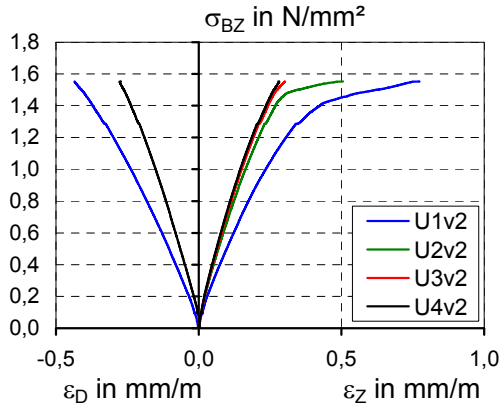
e)



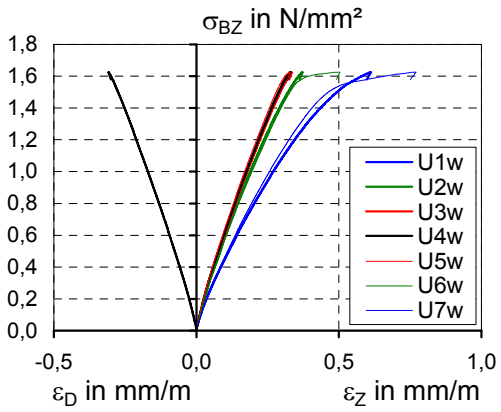
b)



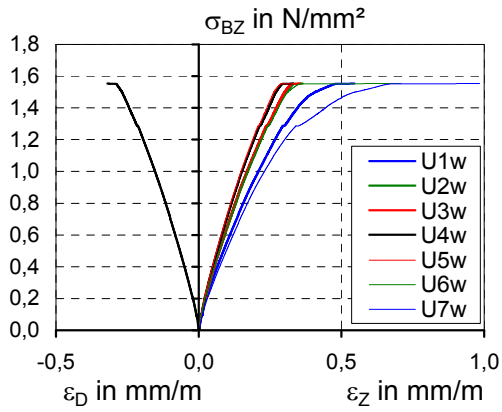
f)



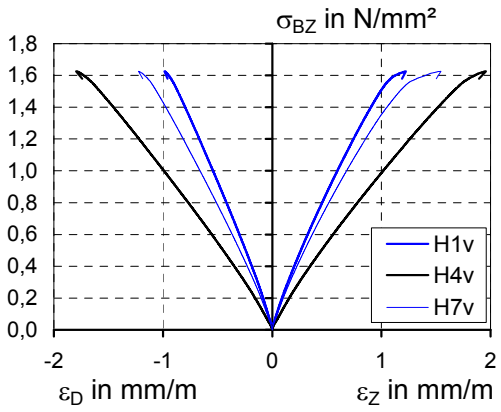
c)



g)



d)



h)

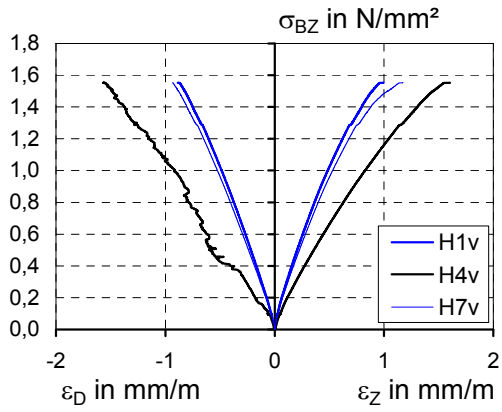
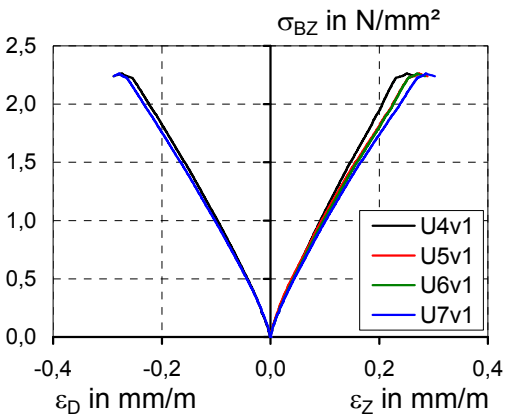
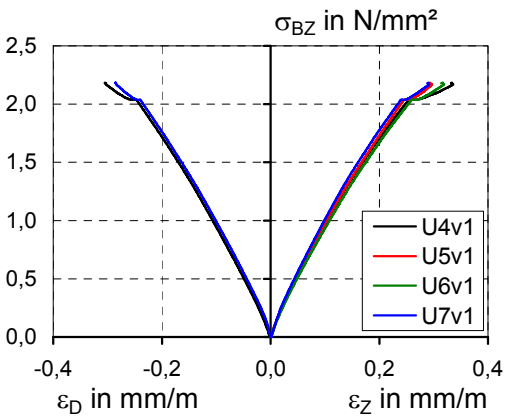


Bild E5: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / EP - ü = 250 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E1

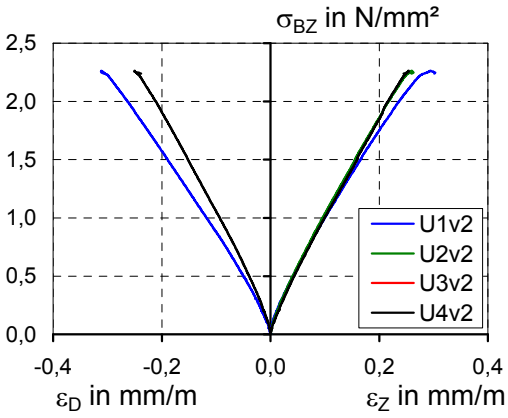
a)



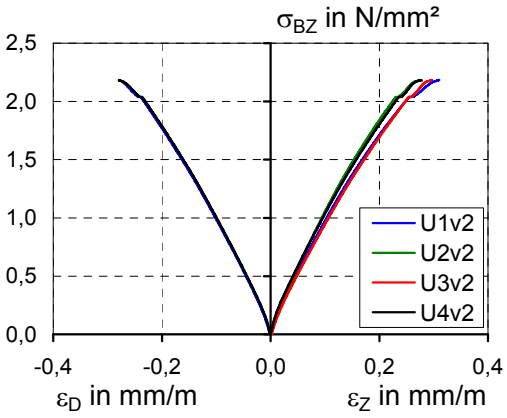
e)



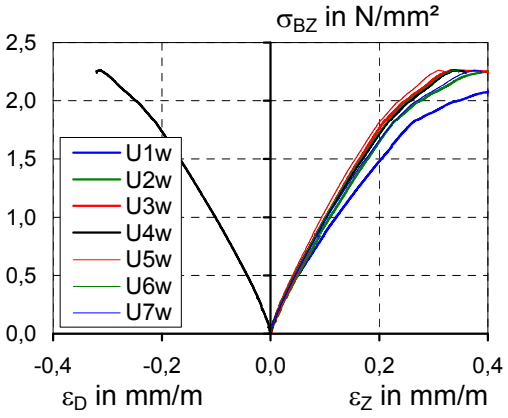
b)



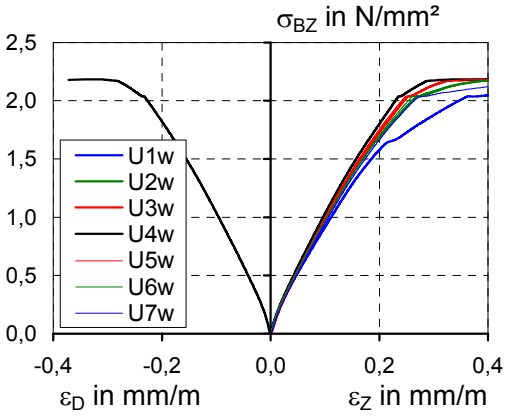
f)



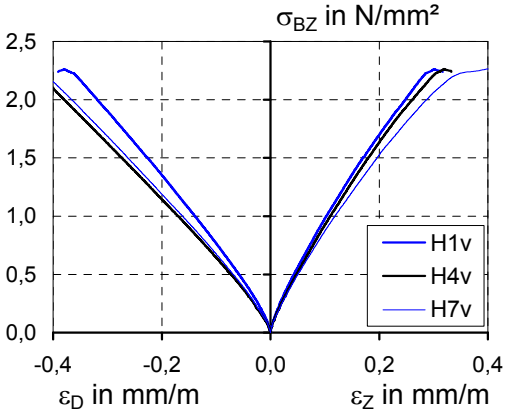
c)



g)



d)



h)

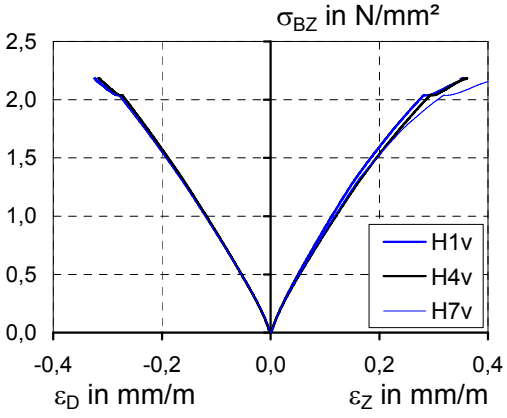
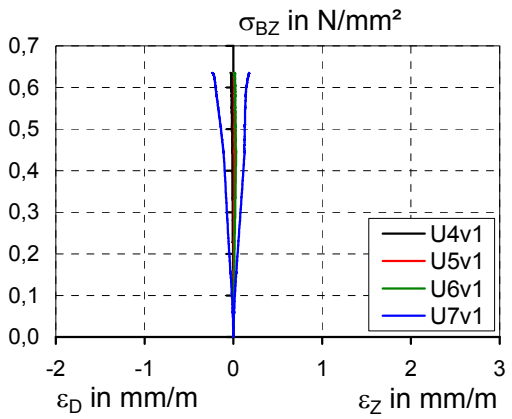
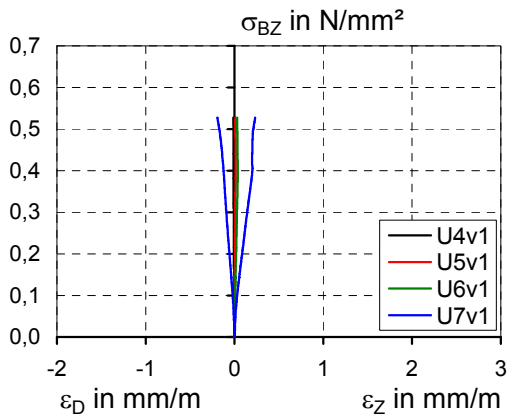


Bild E6: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / EP - ü = 250 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E2

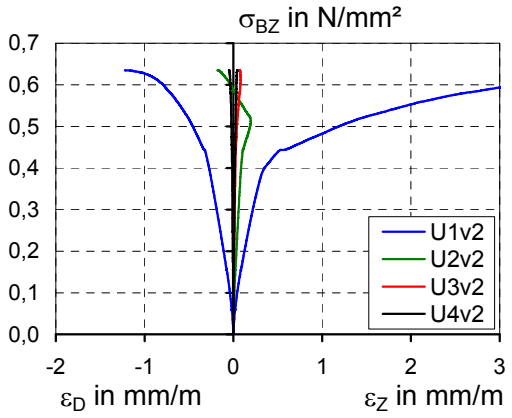
a)



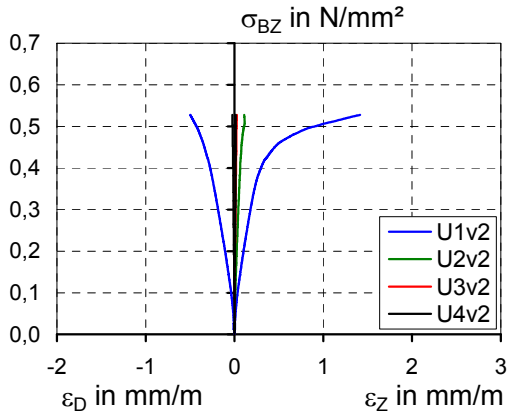
e)



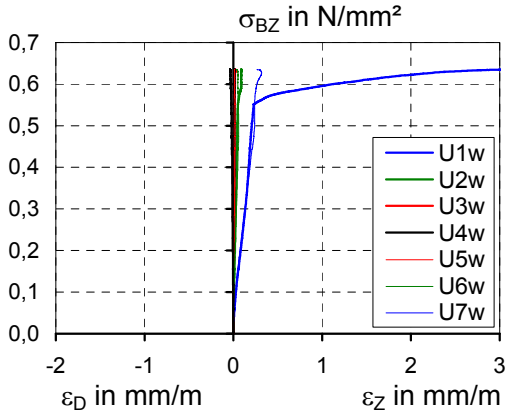
b)



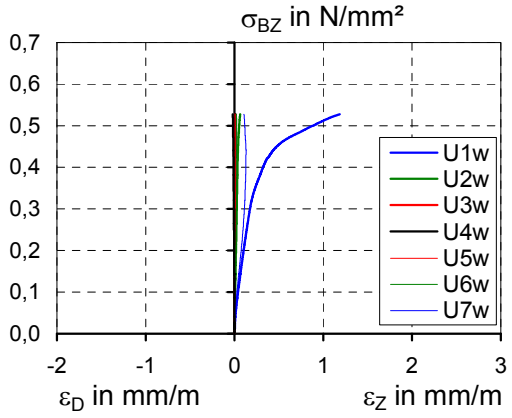
f)



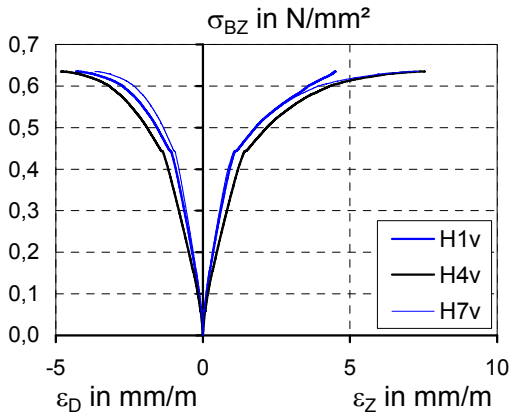
c)



g)



d)



h)

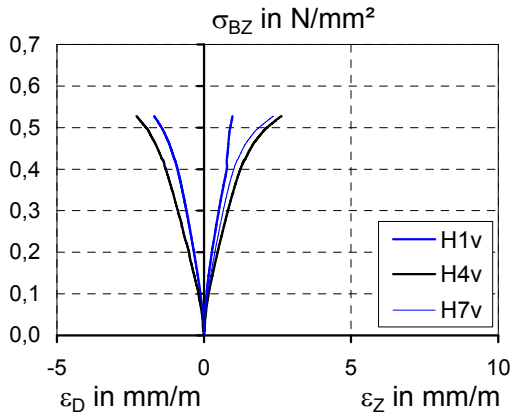
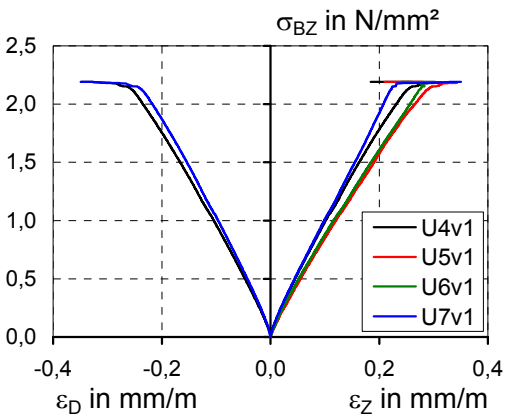
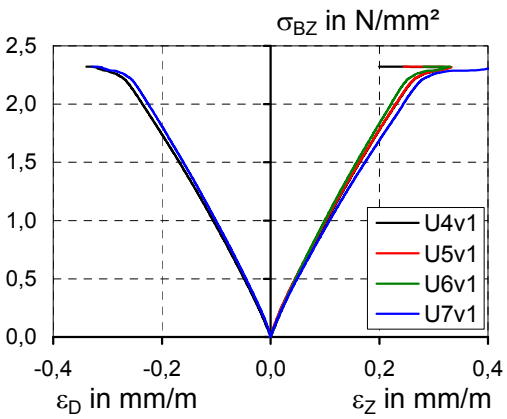


Bild E7: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / EP - ü = 50 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E3

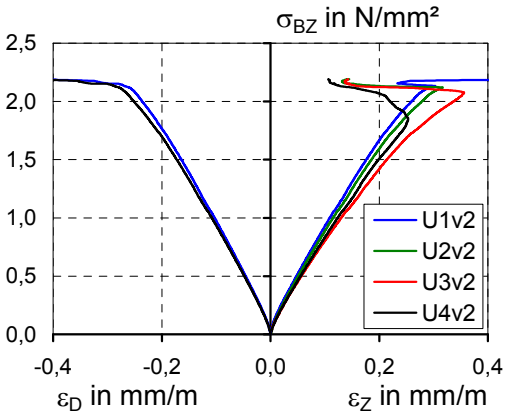
a)



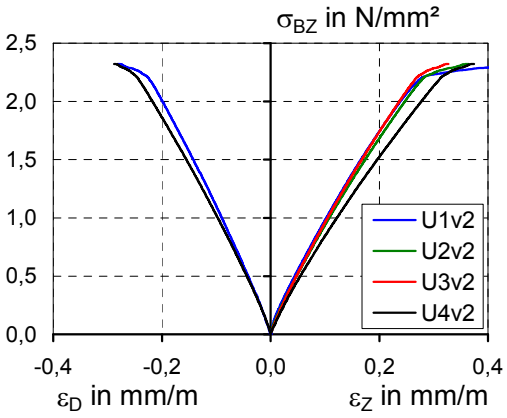
e)



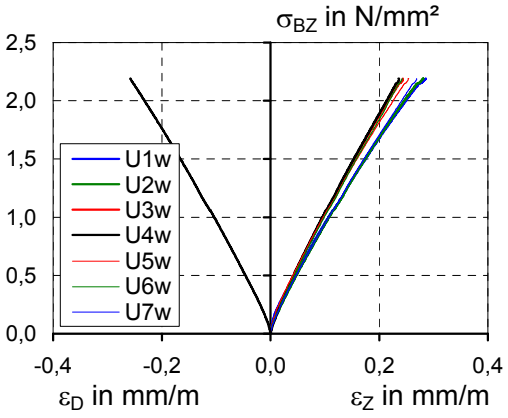
b)



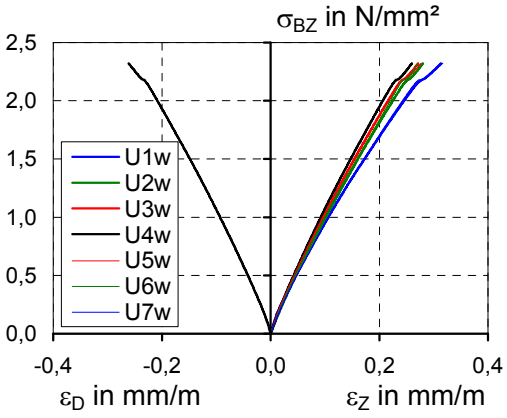
f)



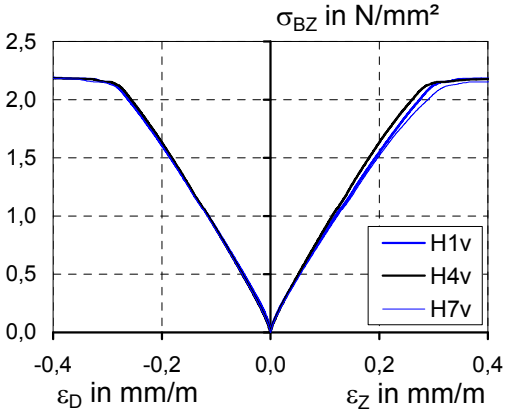
c)



g)



d)



h)

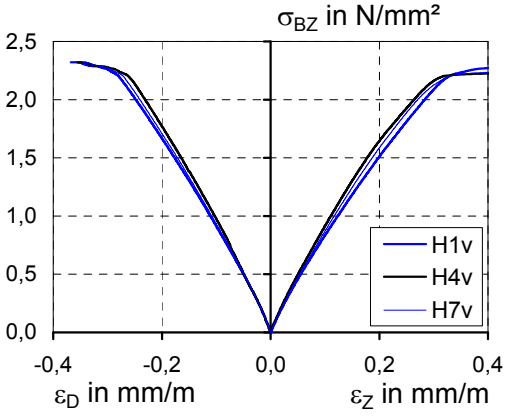
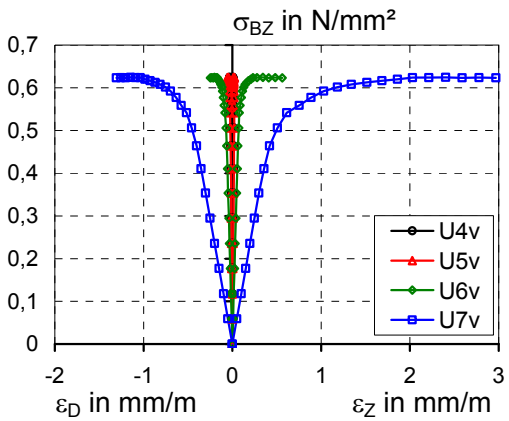
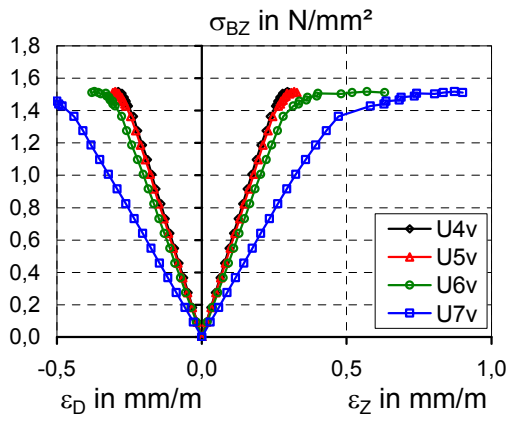


Bild E8: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / EP - ü = 50 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E4

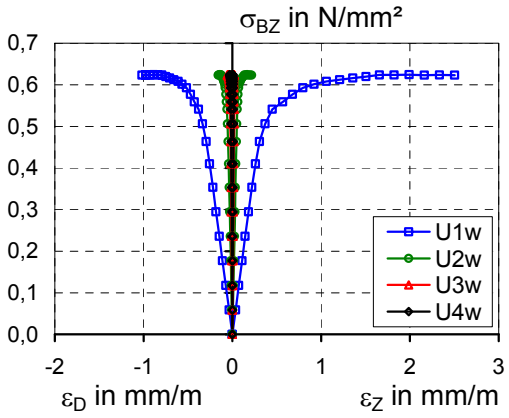
a)



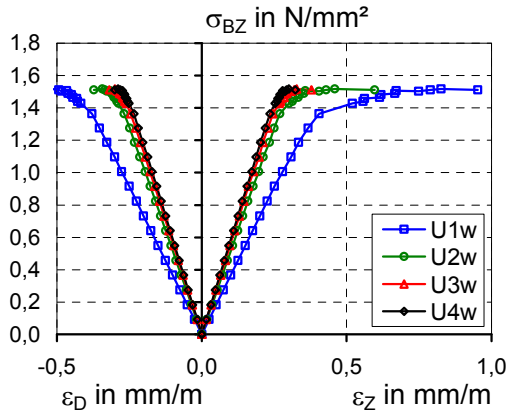
d)



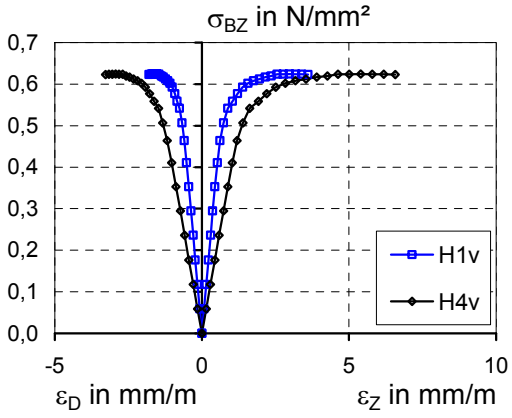
b)



e)



c)



f)

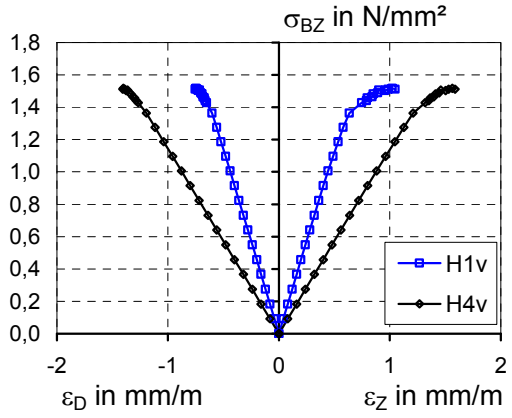


Bild E9: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Ergebnisse FE-Rechnung
KSe / EP - Stoßfugen uv
ü = 50 mm a) – c), ü = 250 mm d) – f)

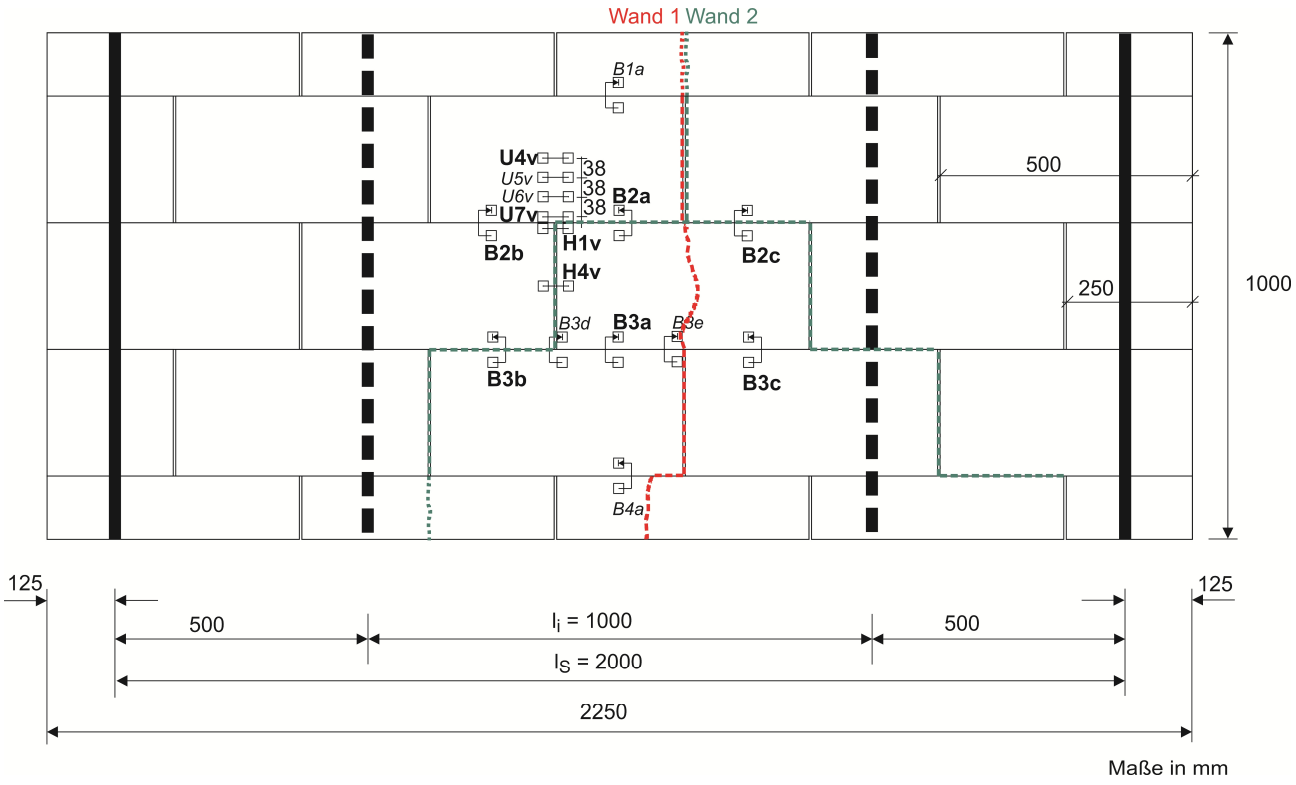


Bild E10: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / DMb - ü = 250 mm / Stoßfugen uv

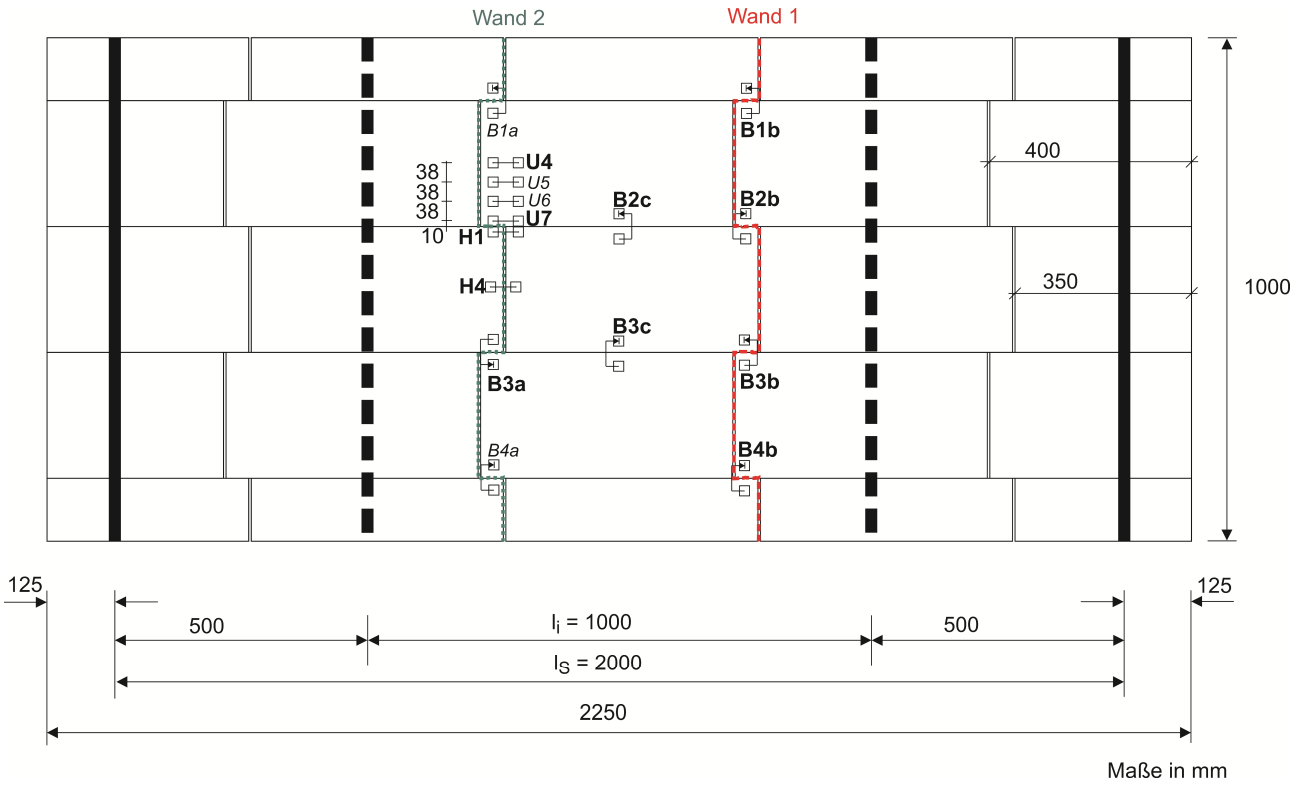


Bild E11: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / DMb - ü = 50 mm / Stoßfugen uv

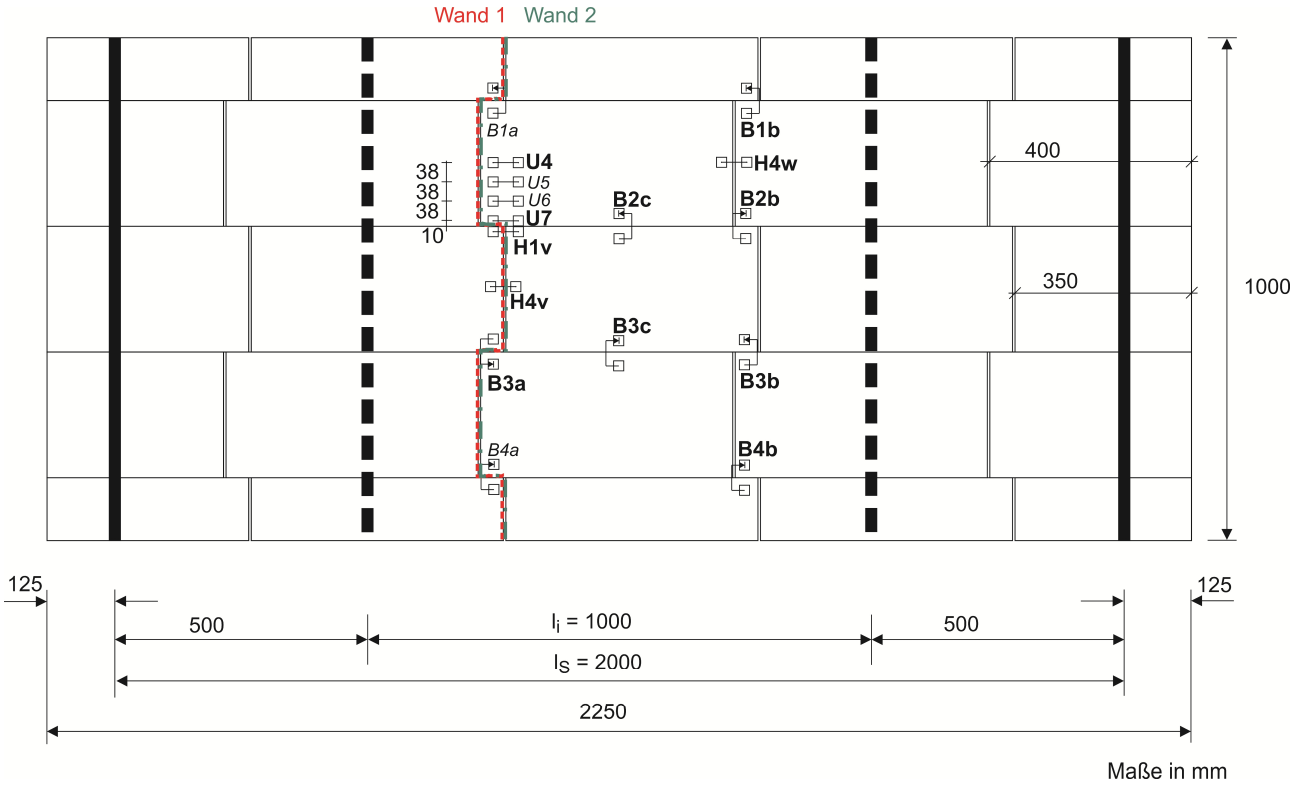


Bild E12: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / DMb - ü = 50 mm / Stoßfugen vm

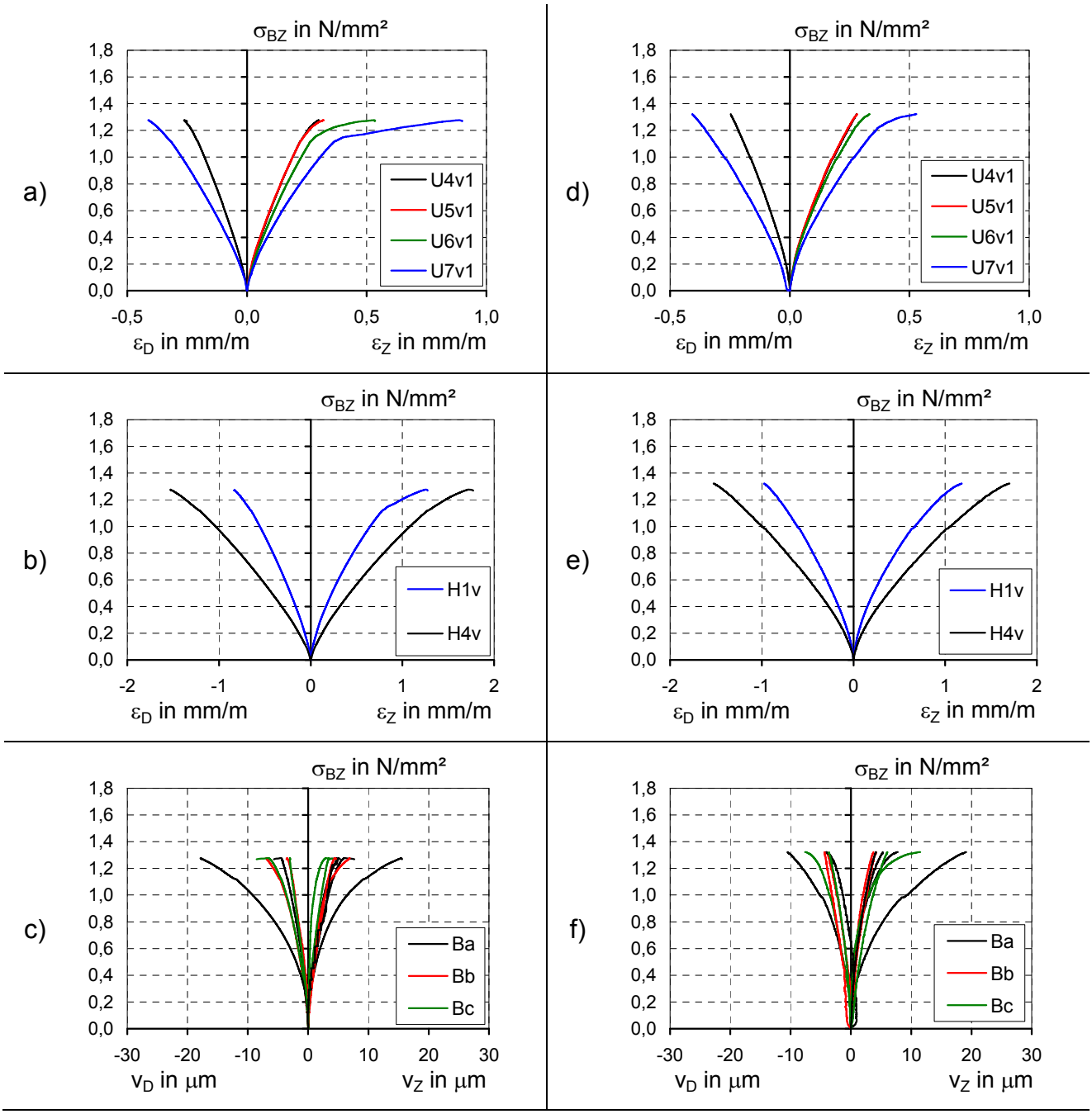


Bild E13: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / DMb - ü = 250 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E10

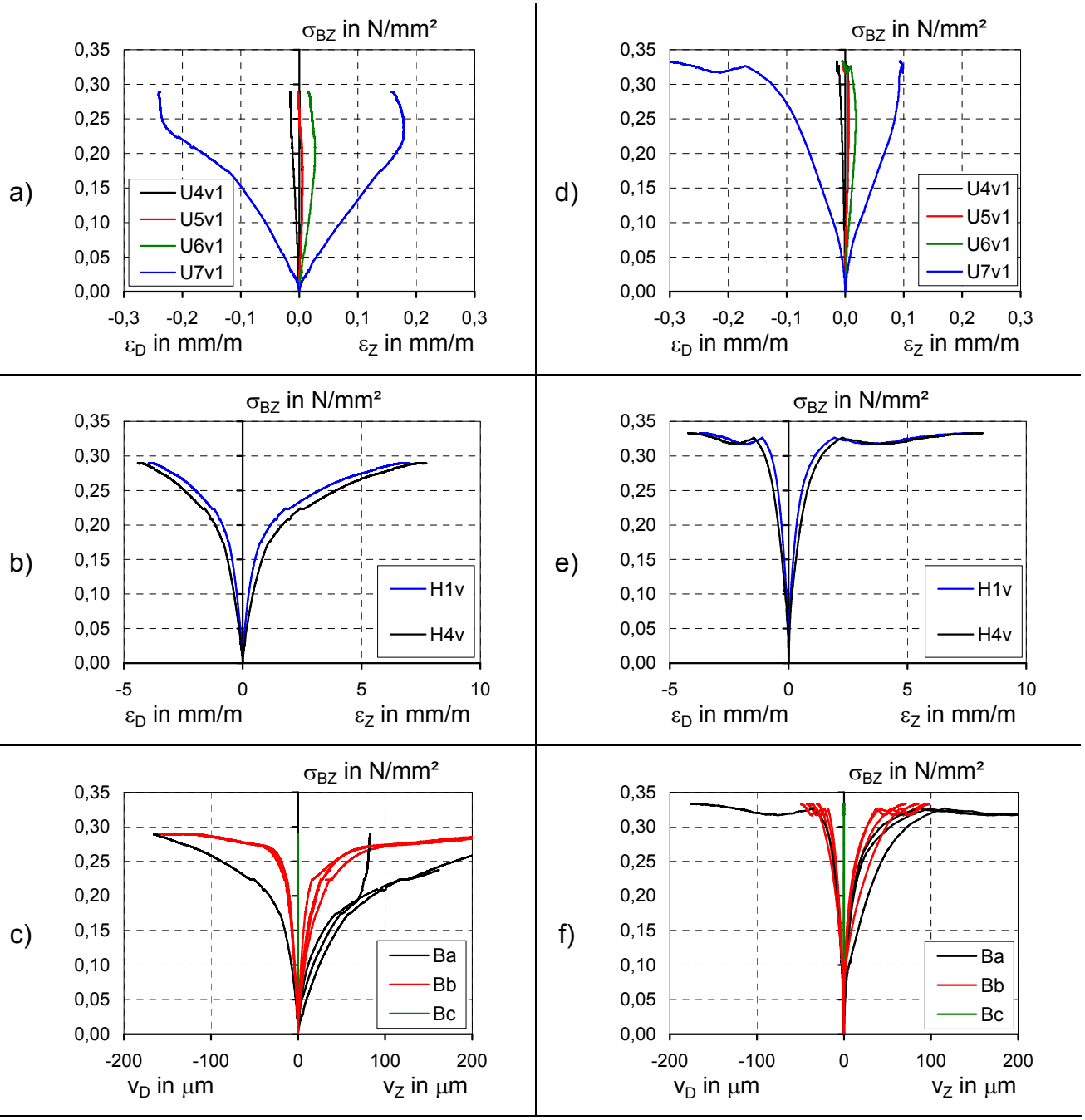


Bild E14: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / DMb - ü = 50 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E11

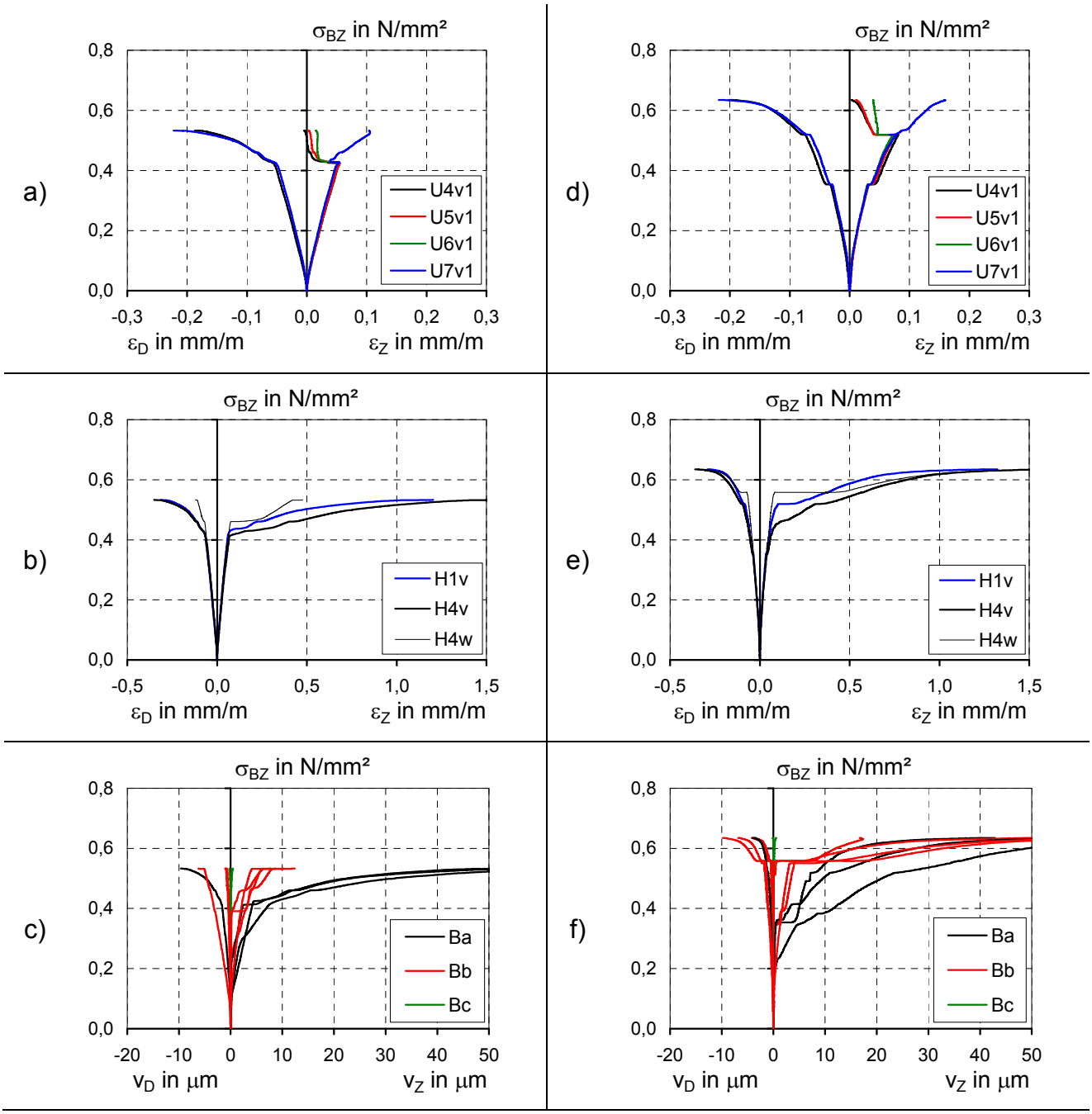
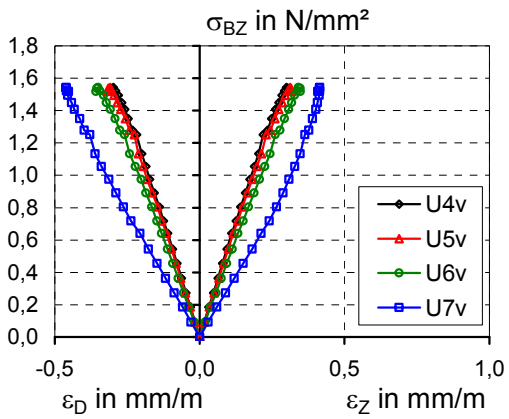
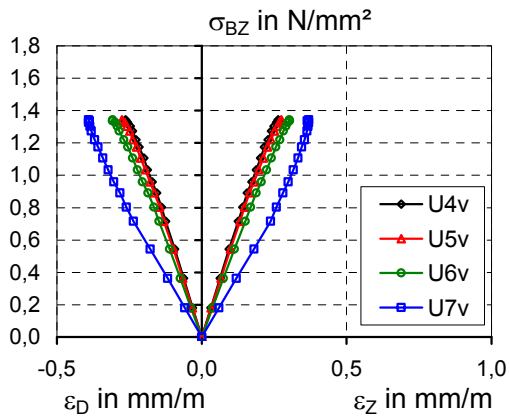


Bild E15: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / DMb - ü = 50 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E12

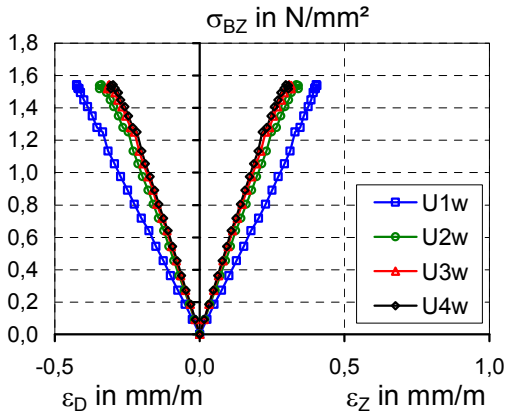
a)



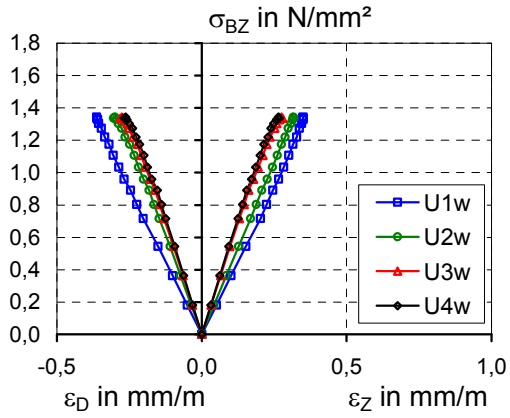
e)



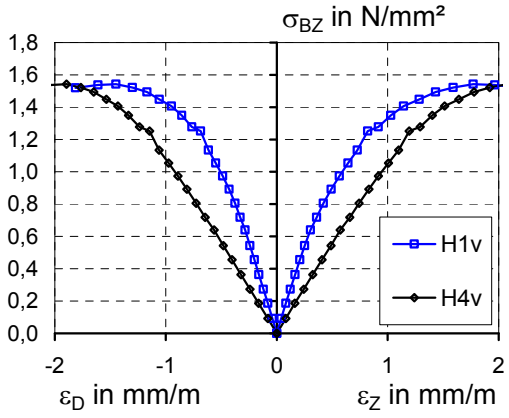
b)



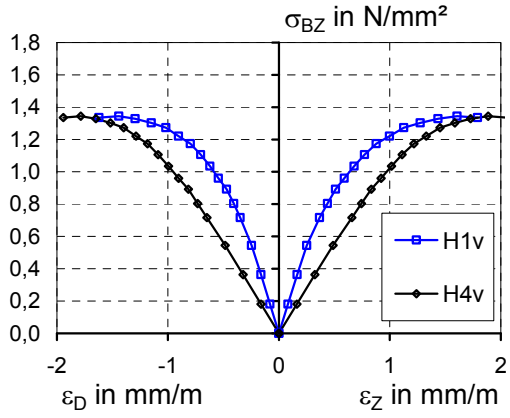
f)



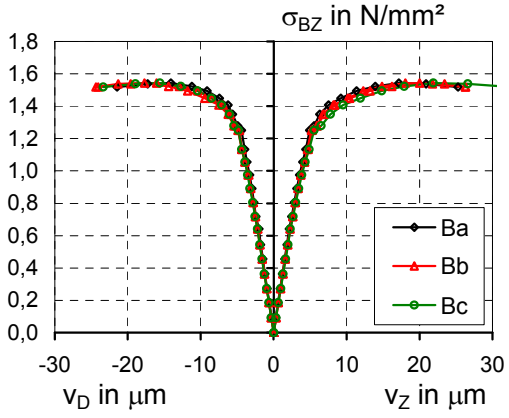
c)



g)



d)



h)

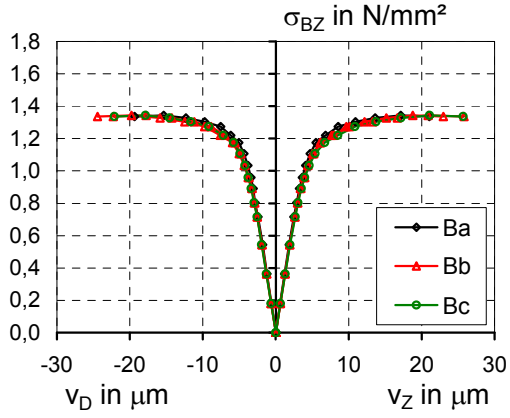
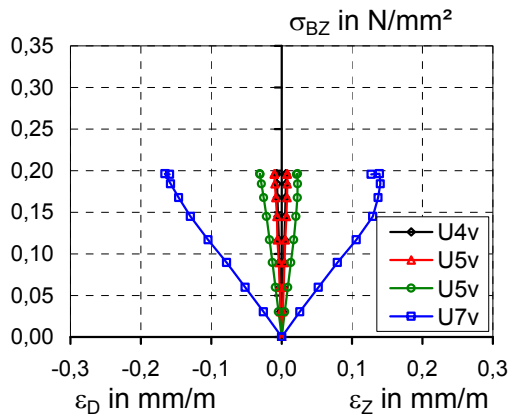
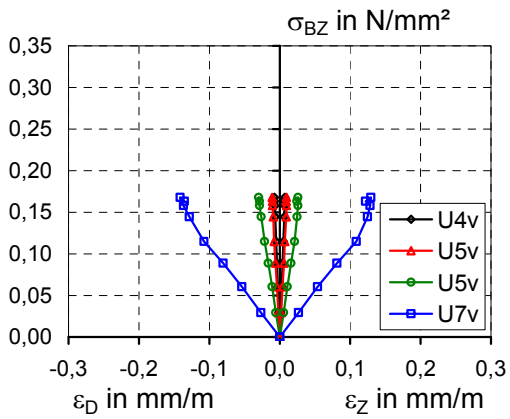


Bild E16: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Ergebnisse FE-Rechnung
KSe / DMb - ü = 250 mm
Stoßfugen uv; Lagerfugen: DMb1 a) - d), DMb2 e) – h)

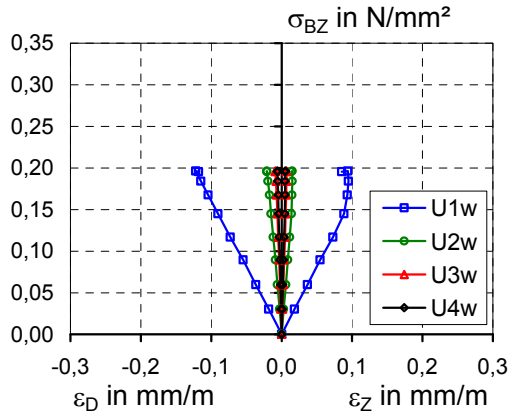
a)



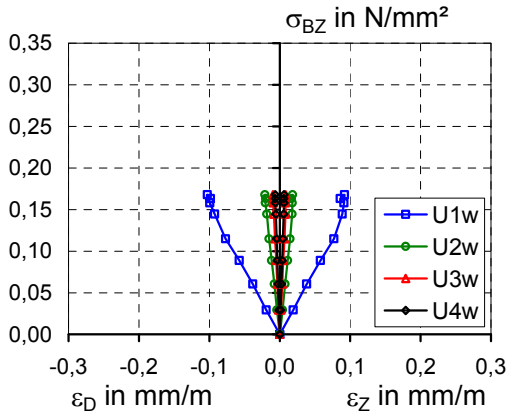
e)



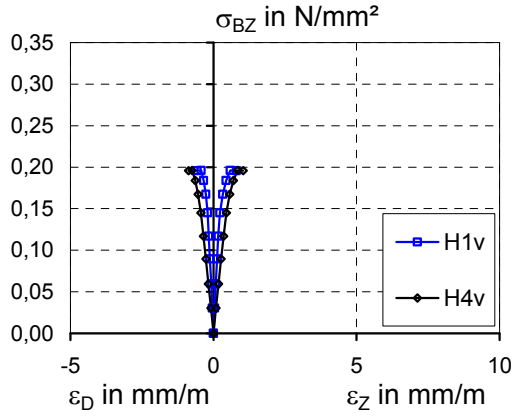
b)



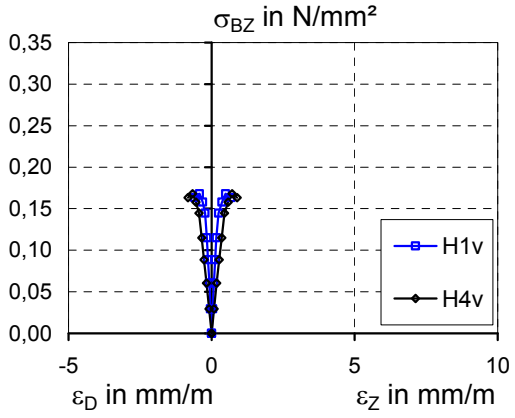
f)



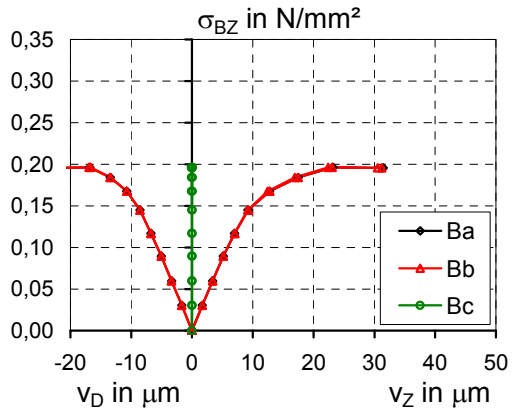
c)



g)



d)



h)

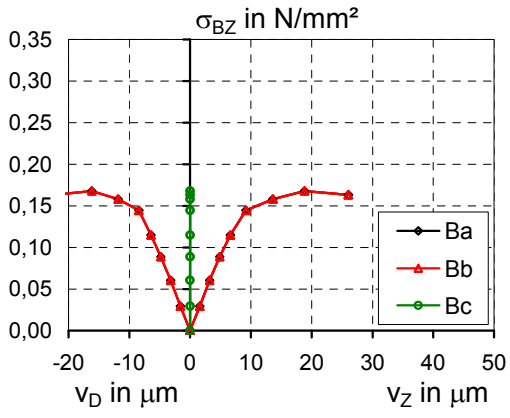
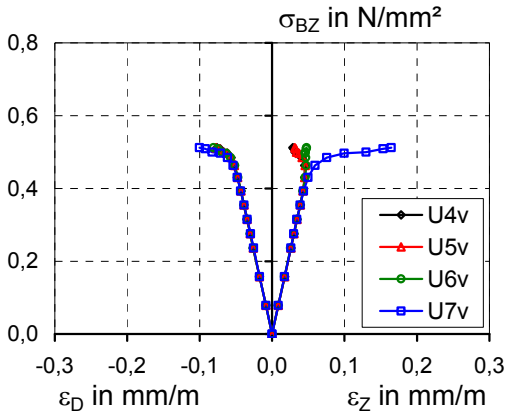
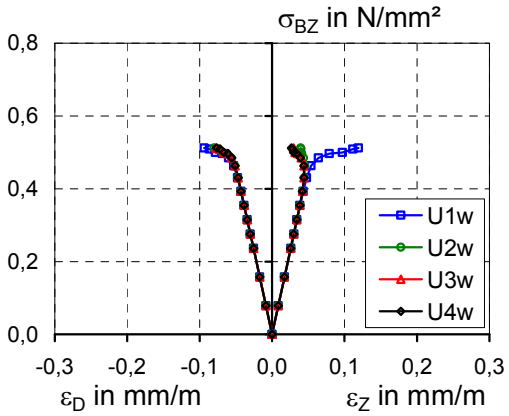


Bild E17: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Ergebnisse FE-Rechnung
KSe / DMb – ü = 50 mm
Stoßfugen uv; Lagerfugen: DMb1 a) - d), DMb2 e) – h)

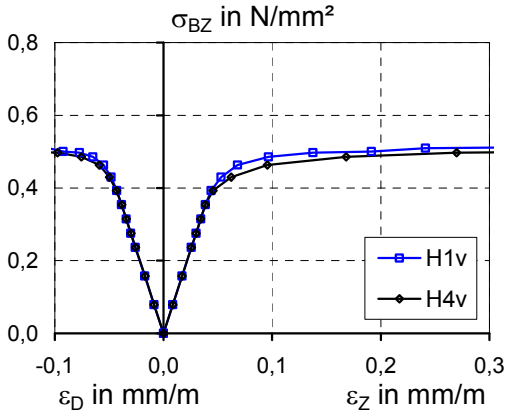
a)



b)



c)



d)

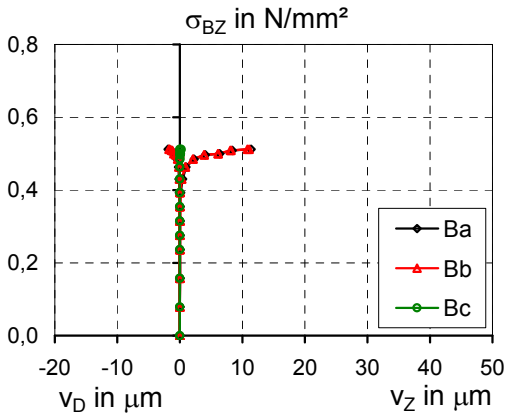


Bild E18: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
FE-Rechnung KSe / DMb - ü = 50 mm
Lagerfugen: DMb1; Stoßfugen: DMb-Var2

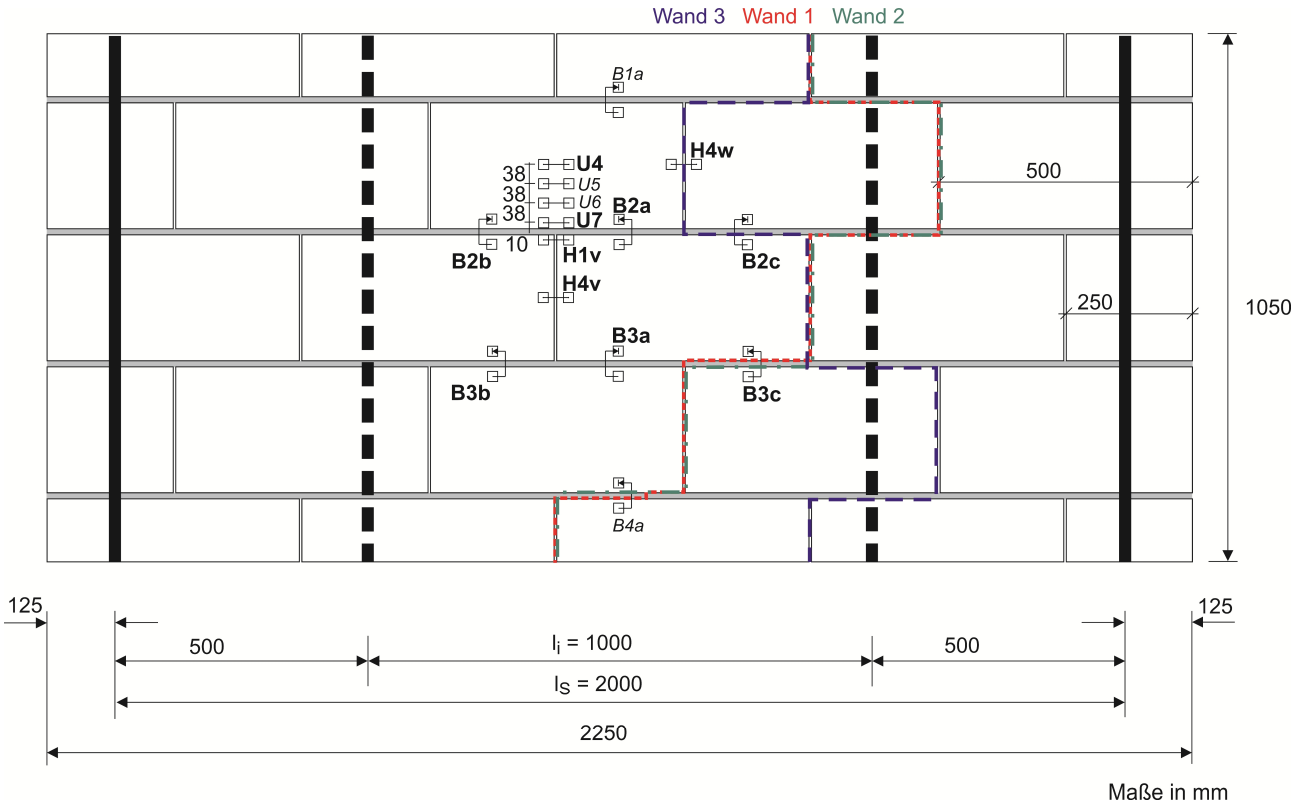


Bild E19: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / NMa - ü = 250 mm / Stoßfugen uv

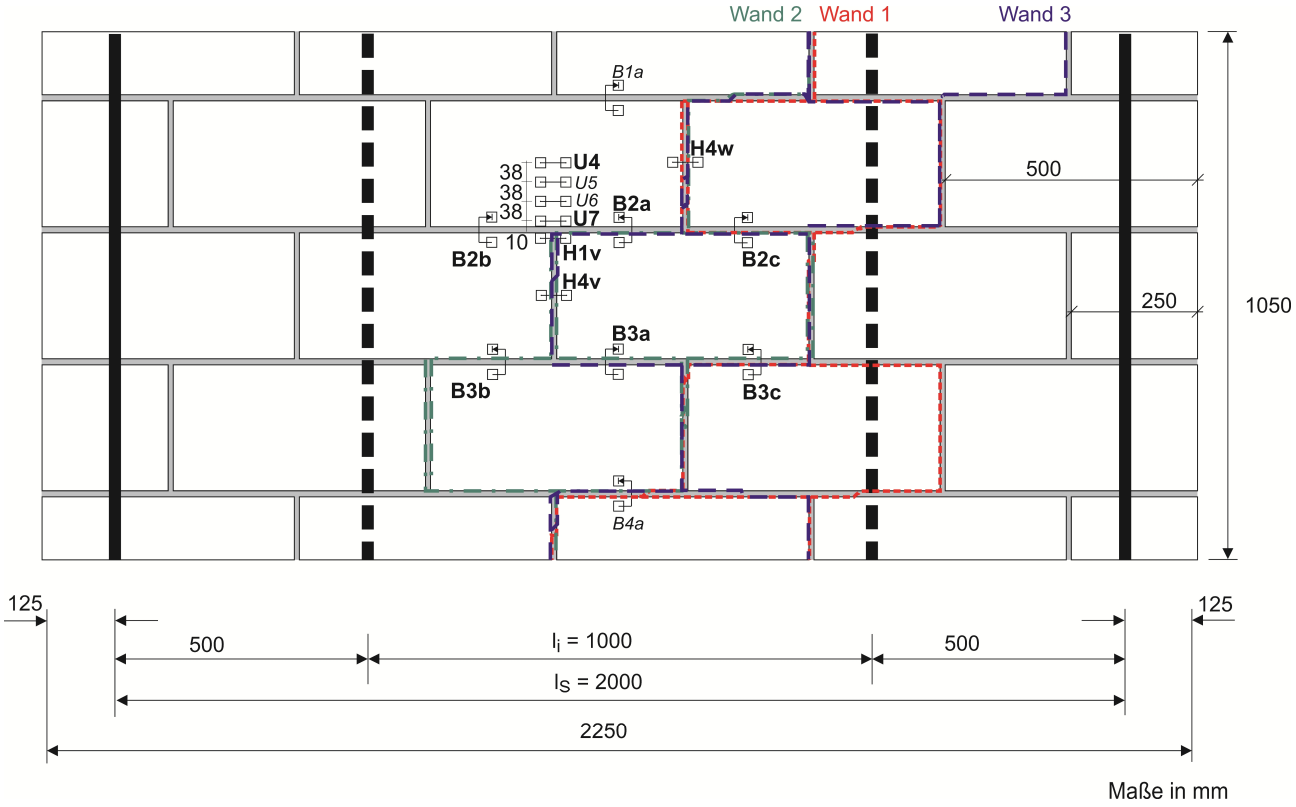


Bild E20: 44-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / NMa - ü = 250 mm / Stoßfugen vm

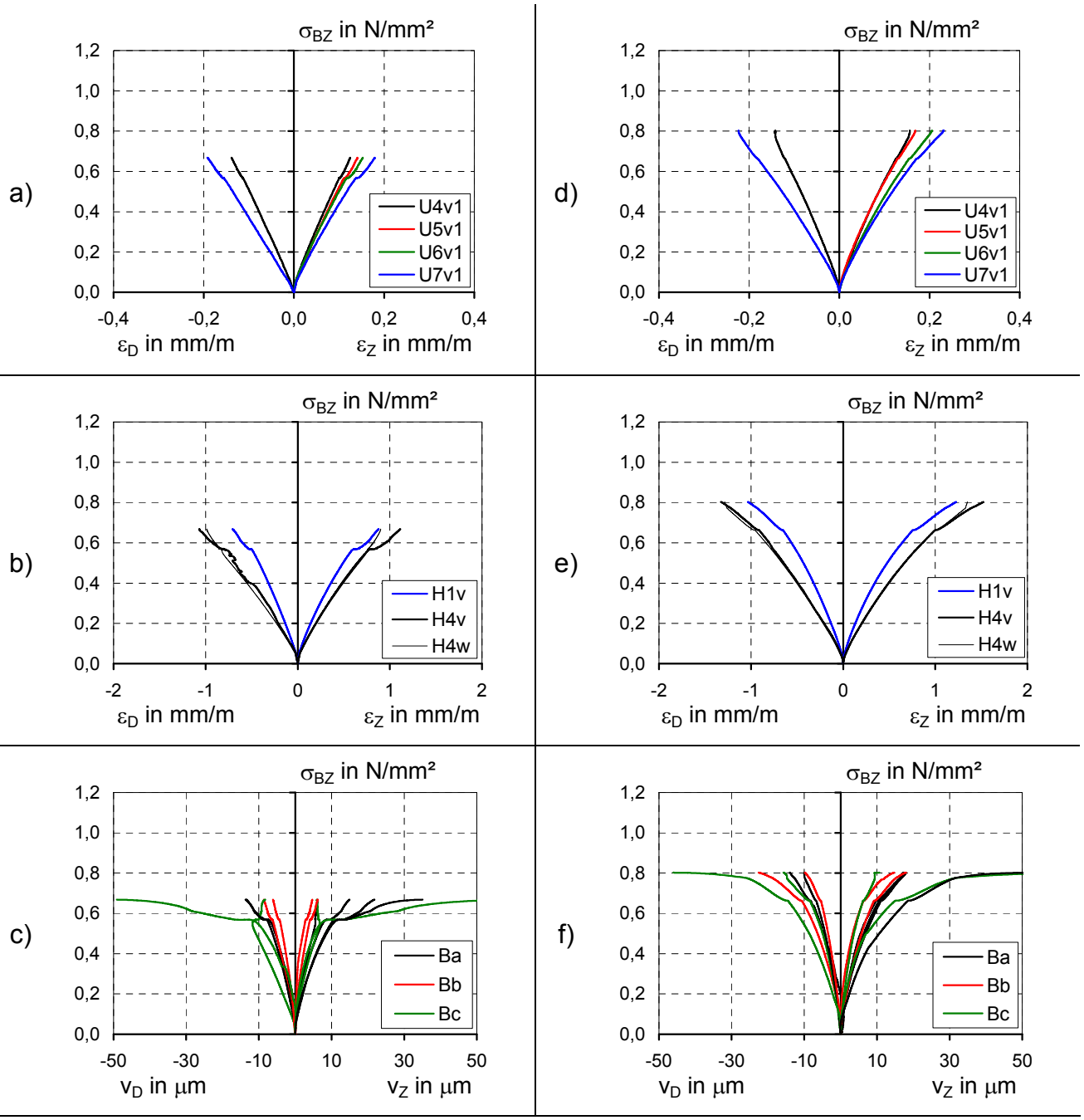
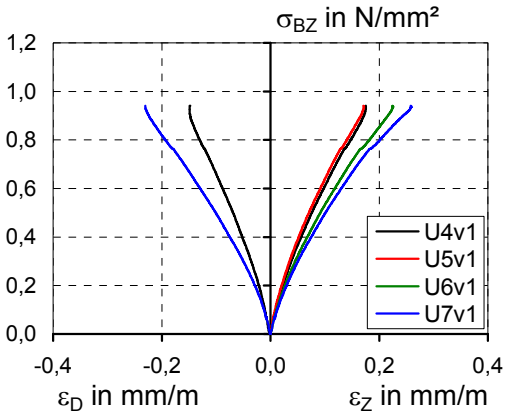
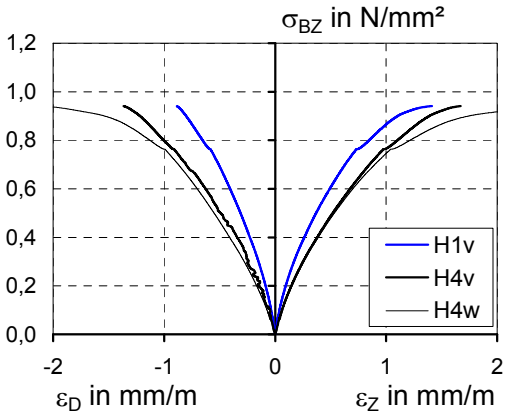


Bild E21: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / NMa - ü = 250 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E19

a)



b)



c)

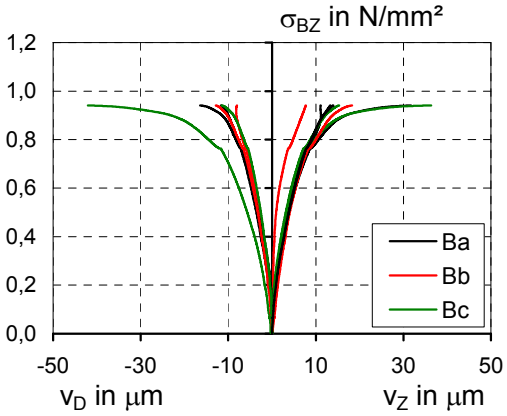


Bild E22: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / NMa - ü = 250 mm - Stoßfugen uv
PK 3 a) - c) – Messstellen s. Bild E19

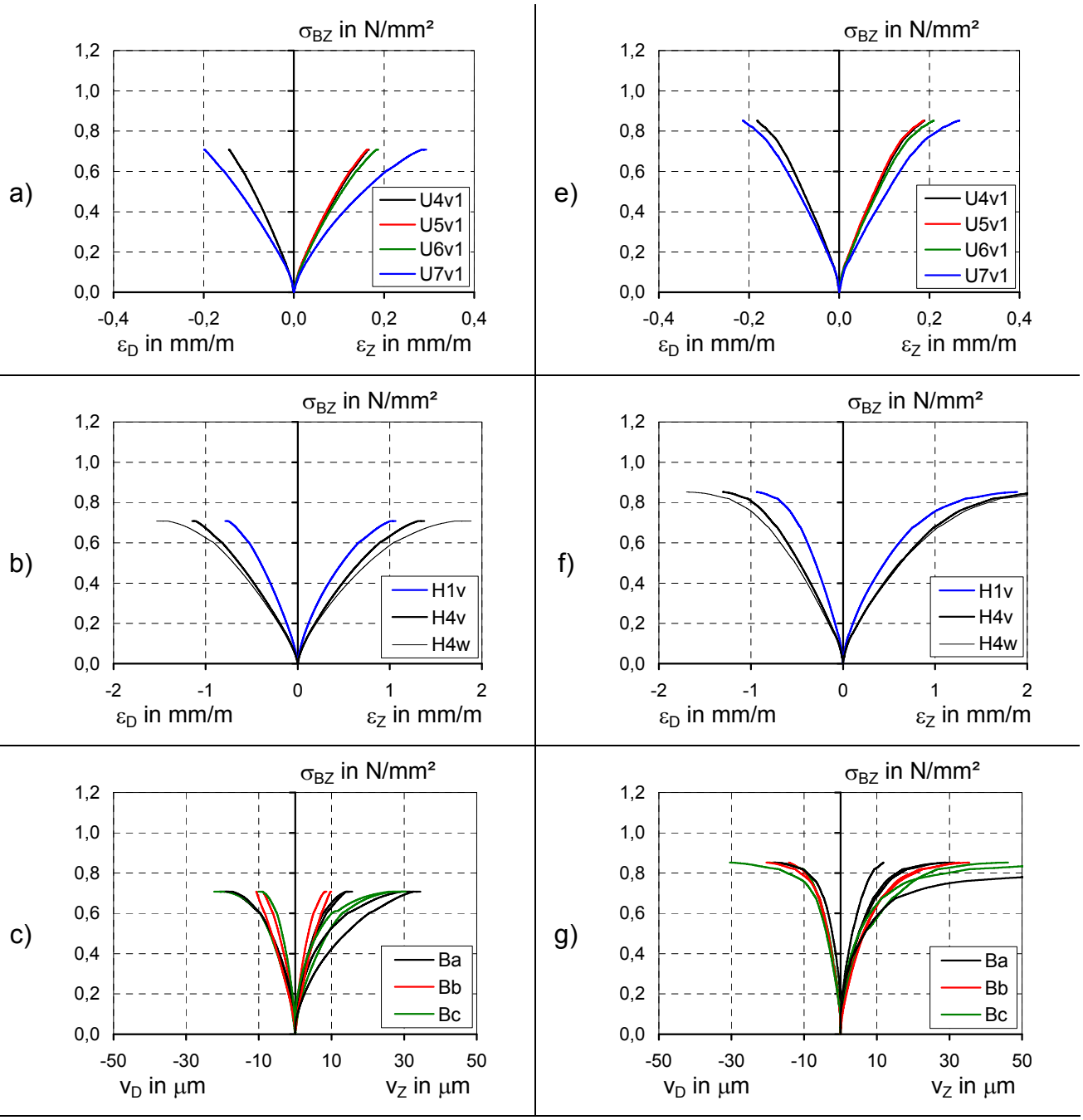
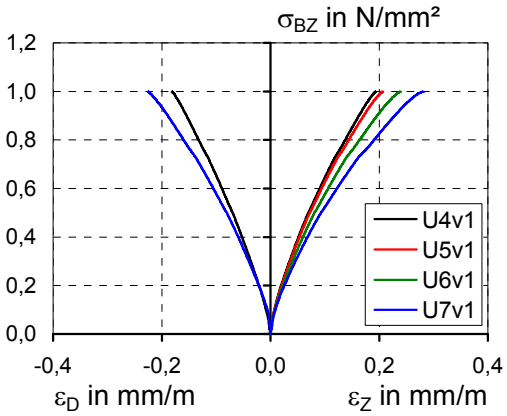
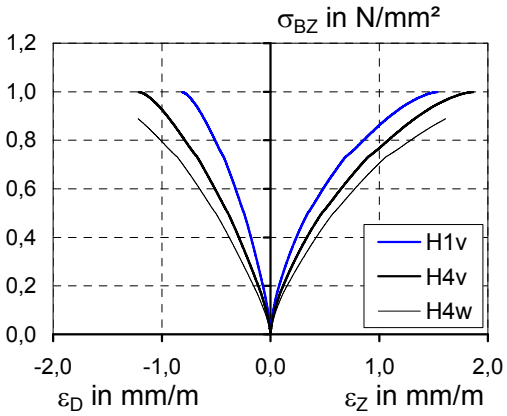


Bild E23: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / NM - ü = 250 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E20

a)



b)



c)

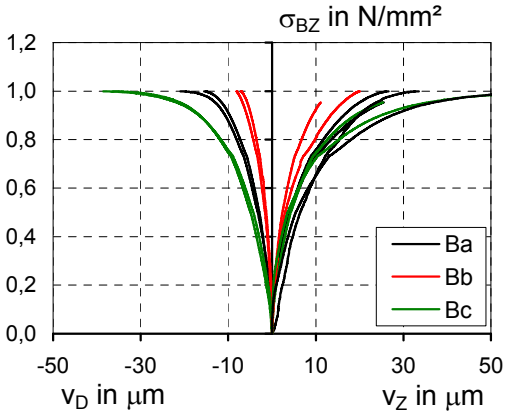


Bild E24: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / NMa - ü = 250 mm - Stoßfugen vm
PK 3 a) – c) – Messstellen s. Bild E20

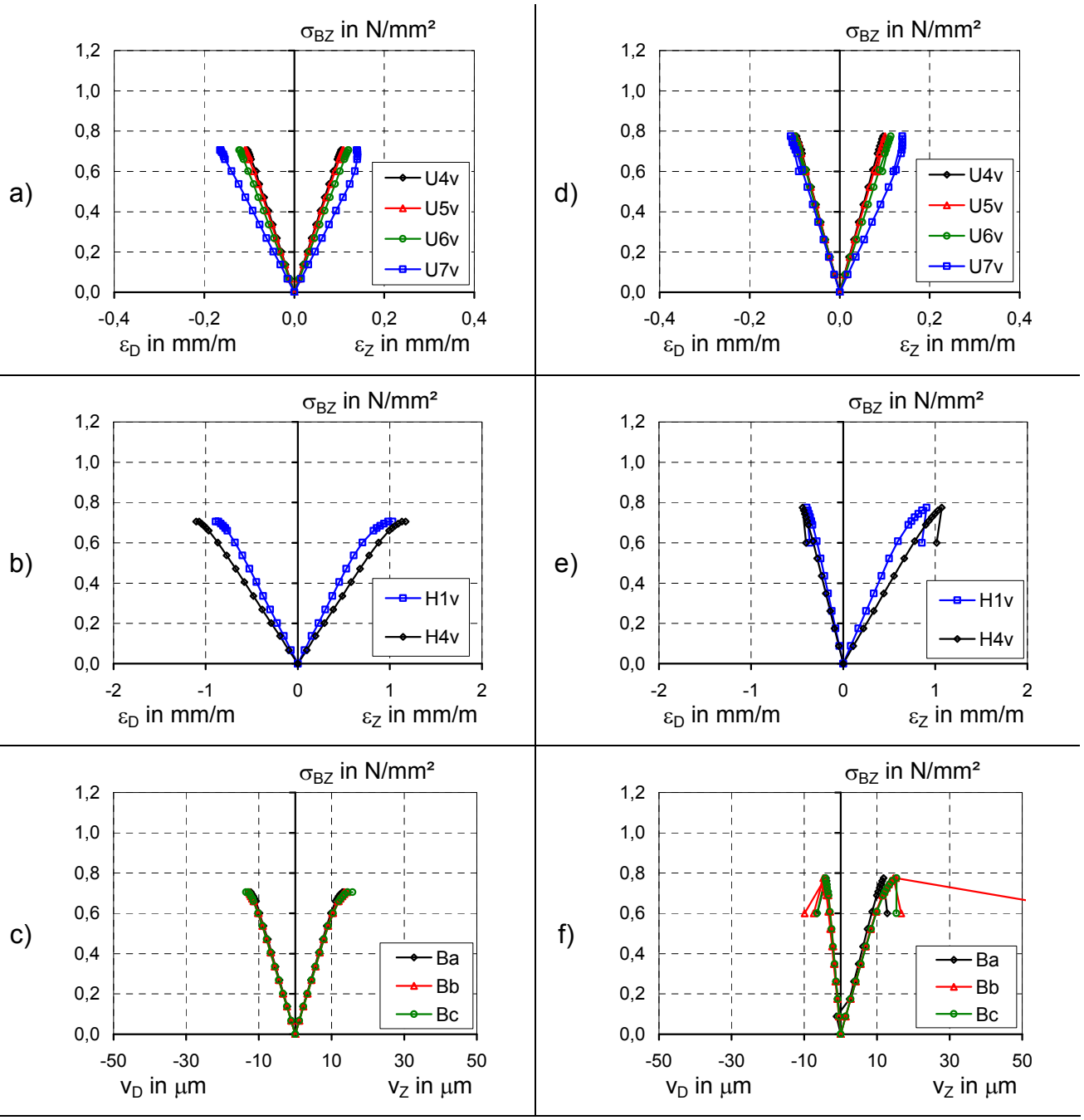


Bild E25: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Ergebnisse FE-Rechnung
KSe / NM - ü = 250 mm
Stoßfugen uv a) – c), Stoßfugen vm d) – f)

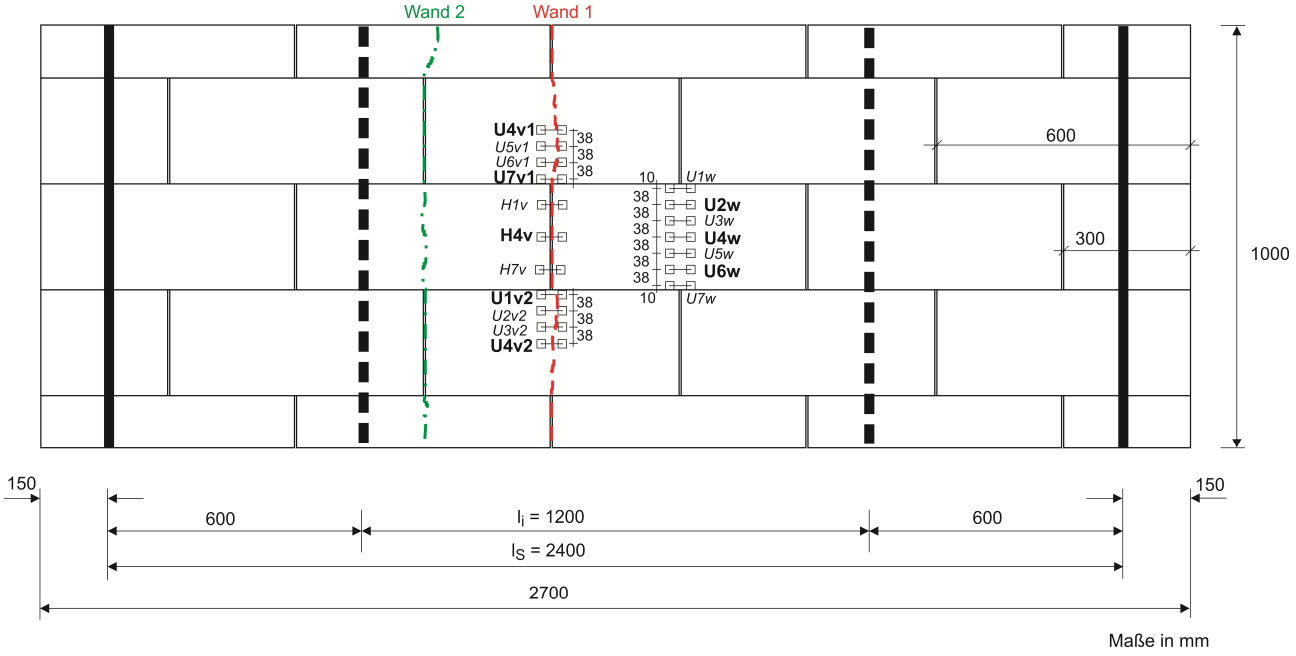


Bild E26: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
PPc / DMc - ü = 300 mm / Stoßfugen uv

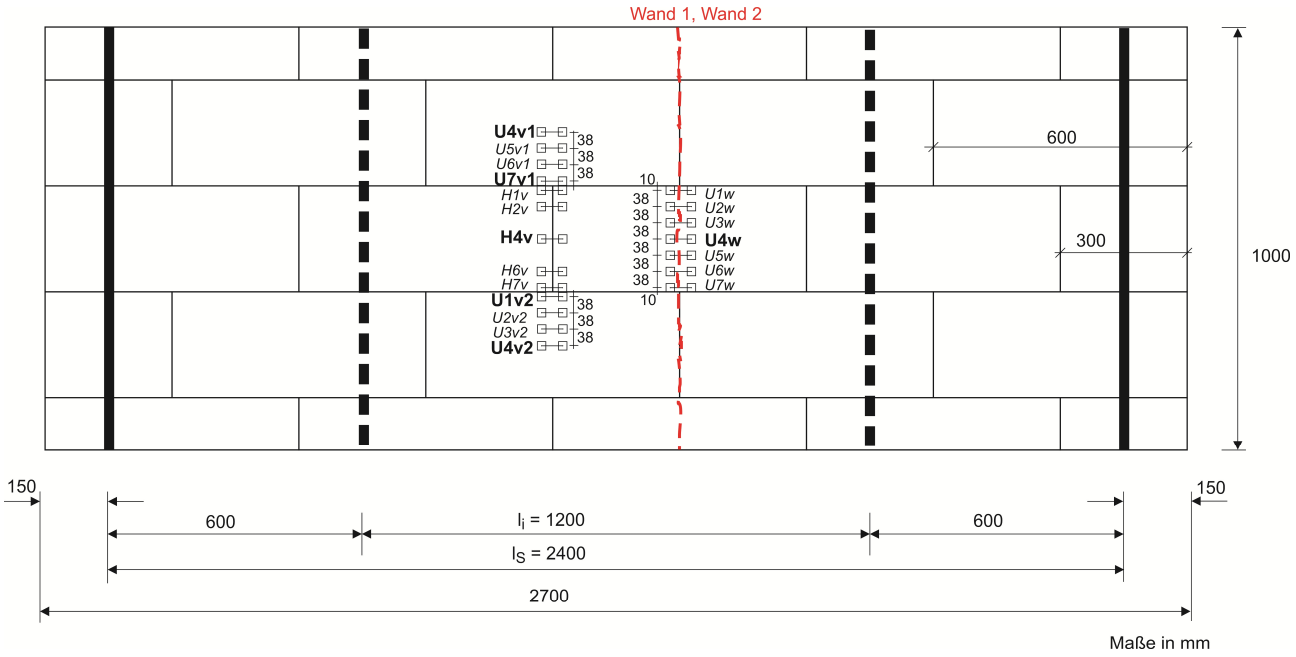


Bild E27: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
PPc / DMc - ü = 300 mm / Stoßfugen vm

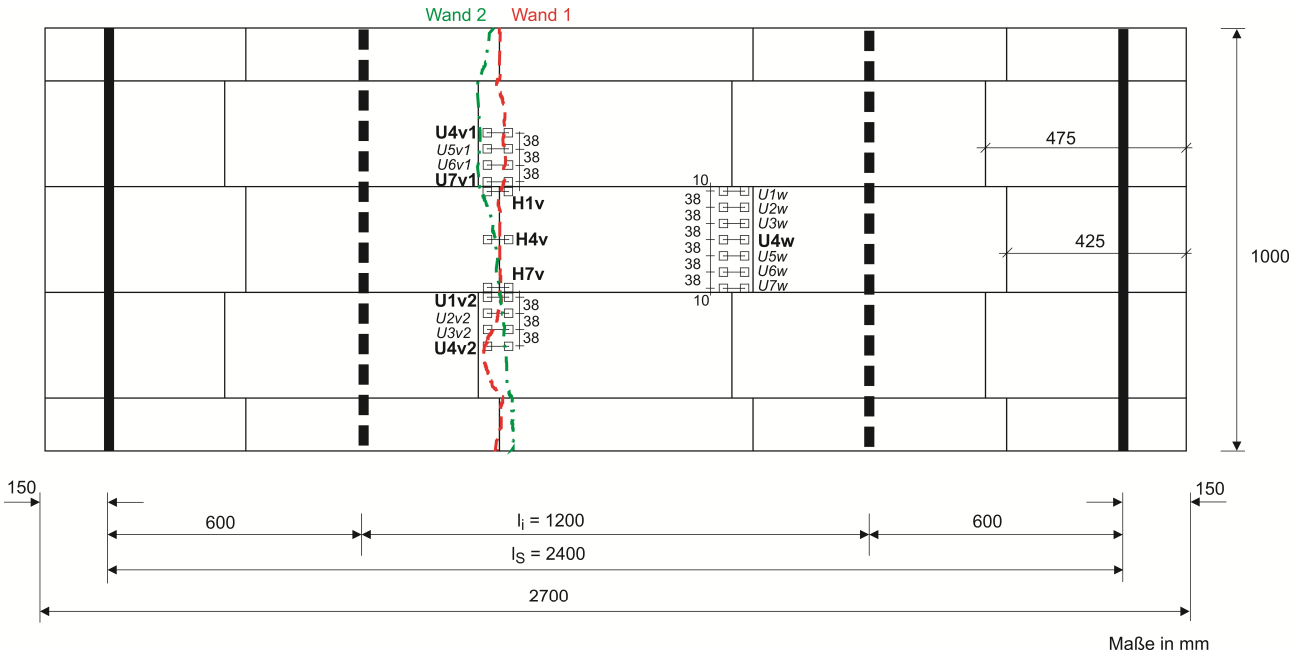


Bild E28: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
PPc / DMc - ü = 50 mm / Stoßfugen uv

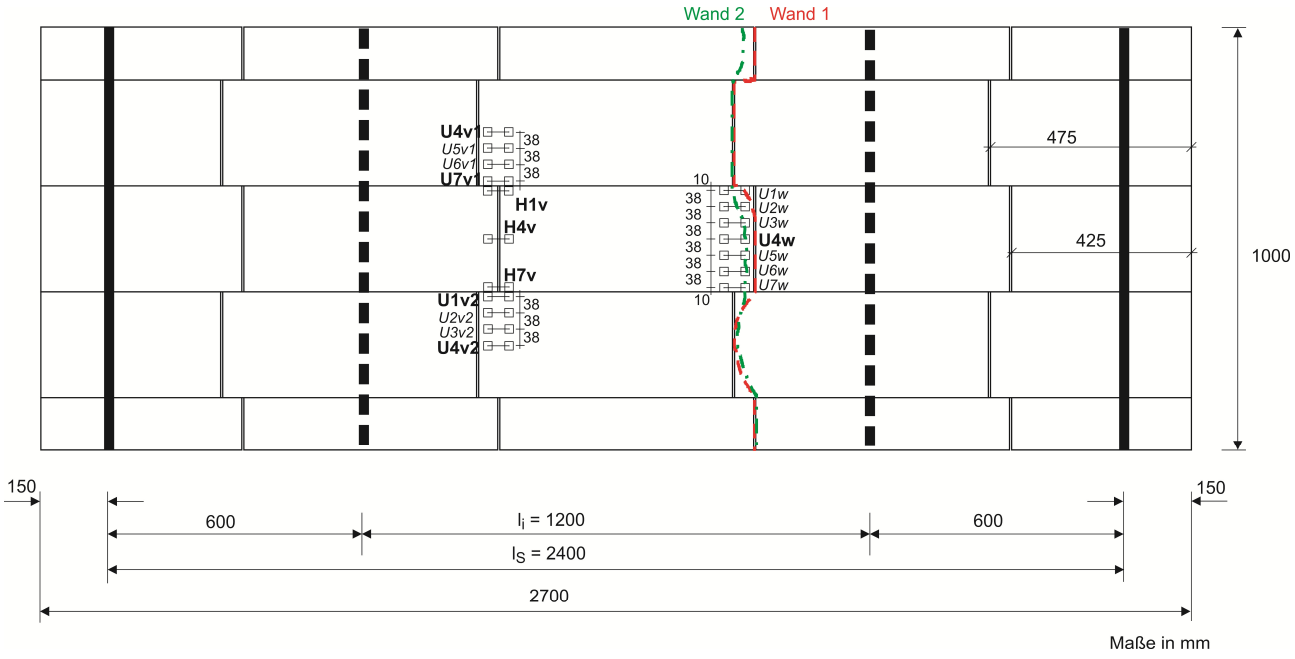


Bild E29: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
PPc / DMc - ü = 50 mm / Stoßfugen vm

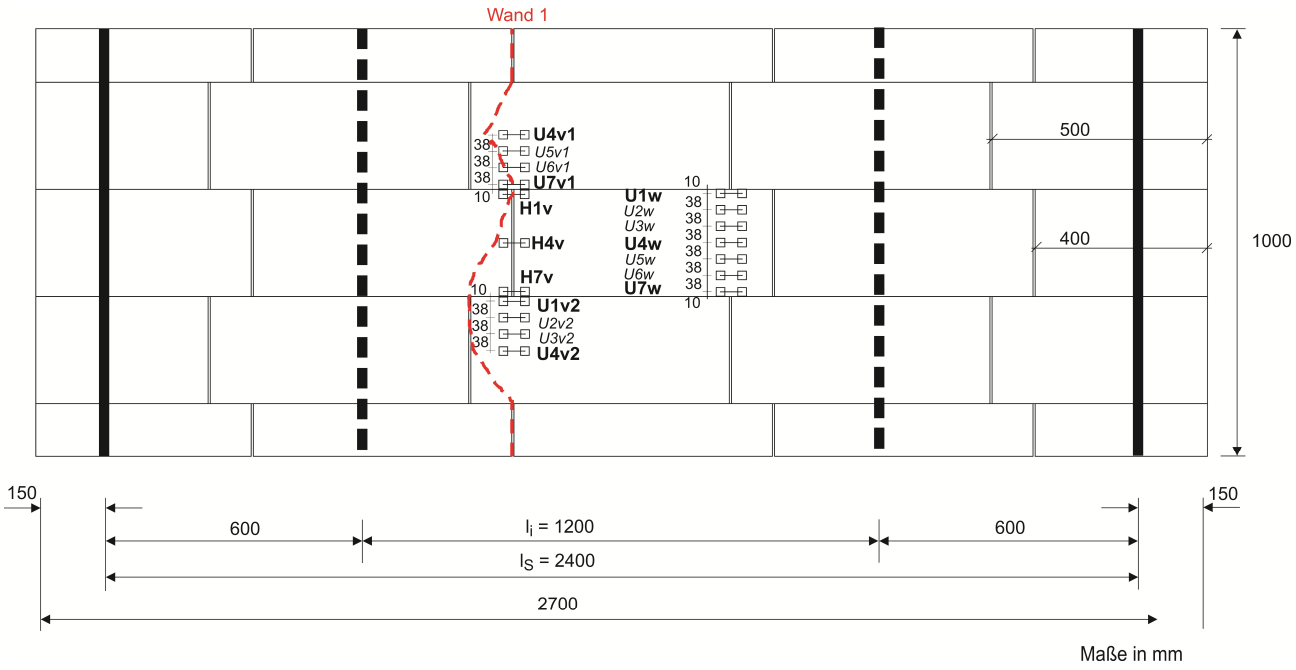


Bild E30: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
PPc / DMc - ü = 100 mm / Stoßfugen uv

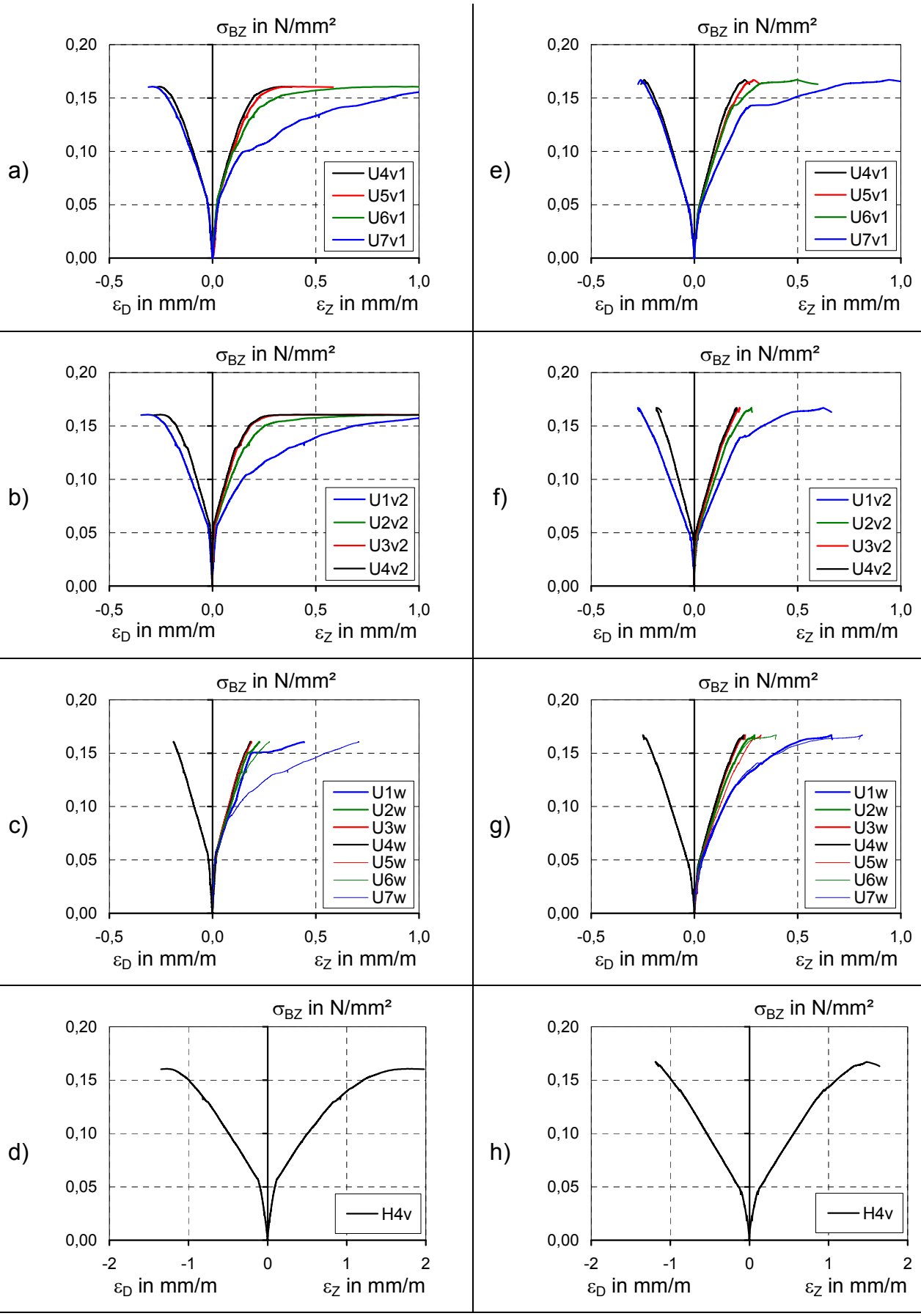
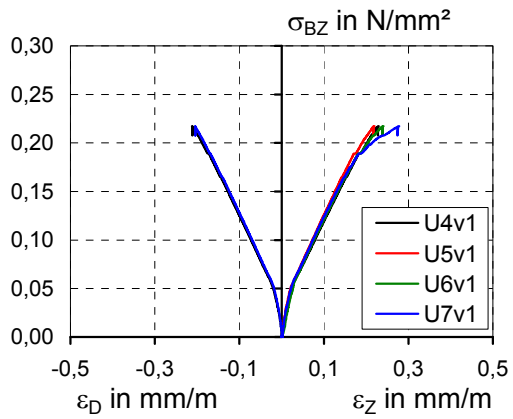
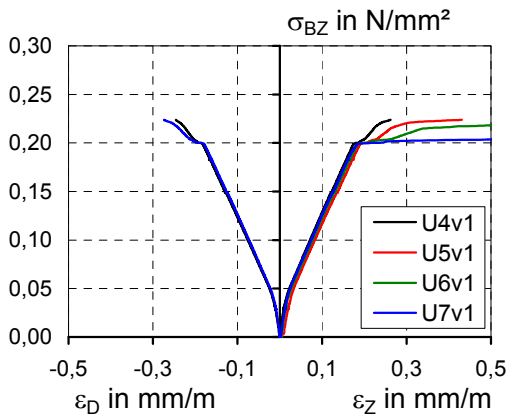


Bild E31: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
PPc / DMc - ü = 300 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E26

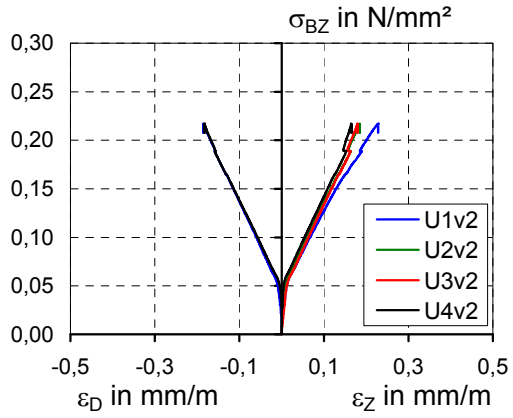
a)



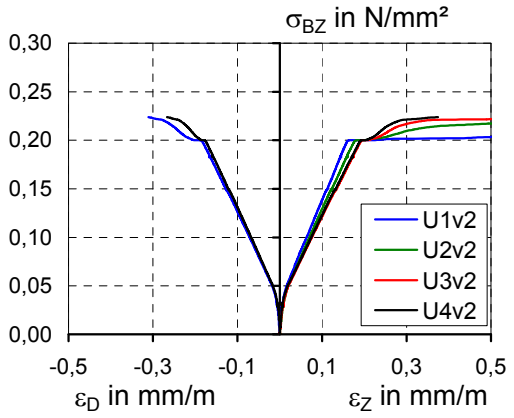
e)



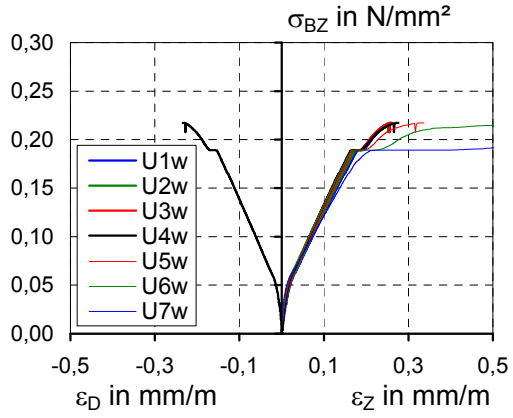
b)



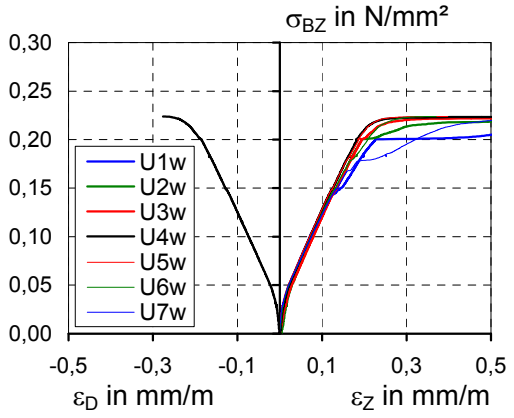
f)



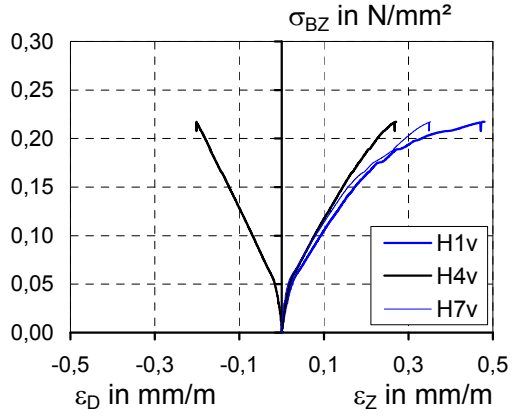
c)



g)



d)



h)

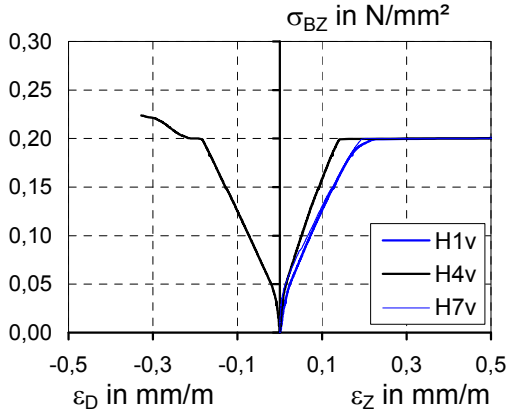
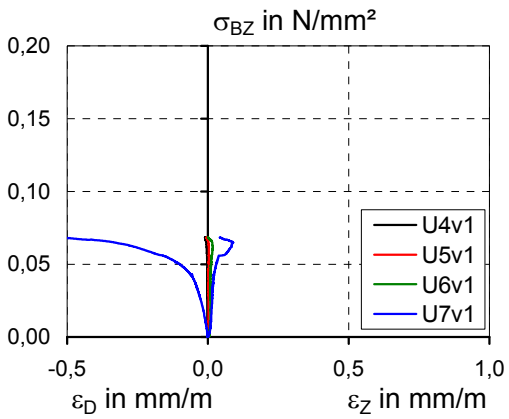
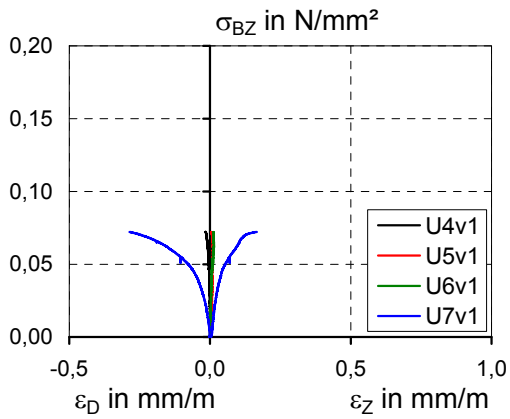


Bild E32: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse PPc / DMc - ü = 300 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E27

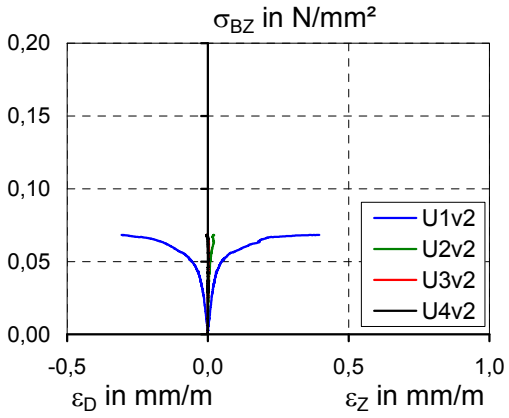
a)



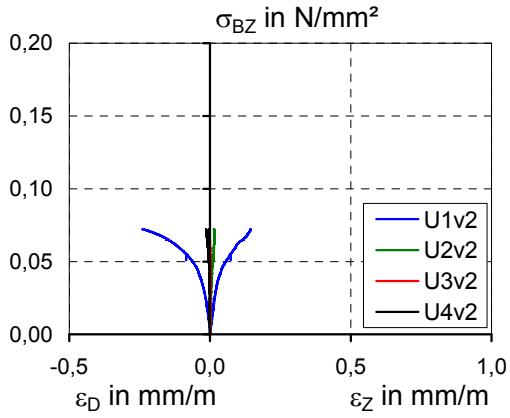
e)



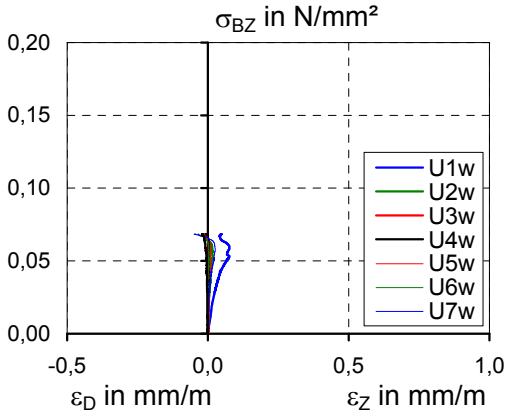
b)



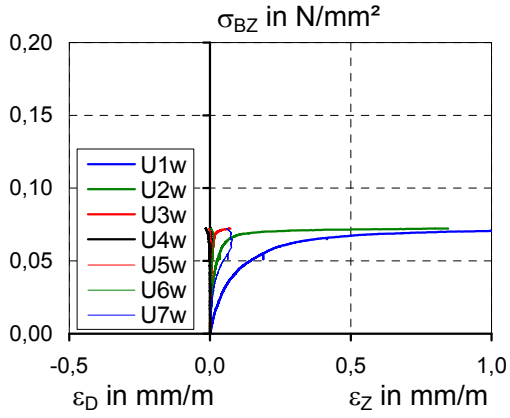
f)



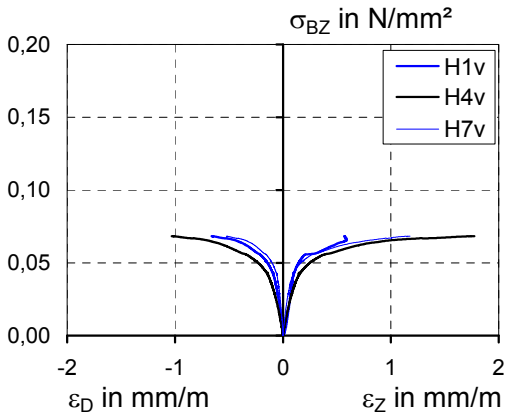
c)



g)



d)



h)

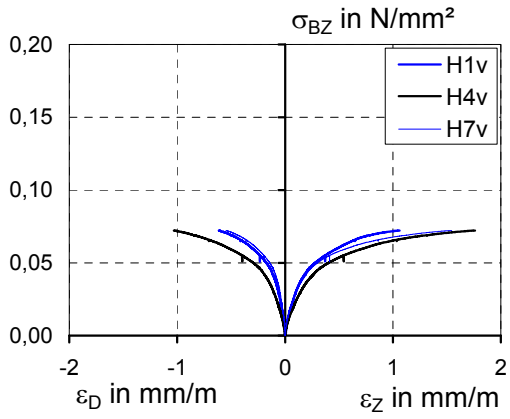


Bild E33: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse PPc / DMc - ü = 50 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E28

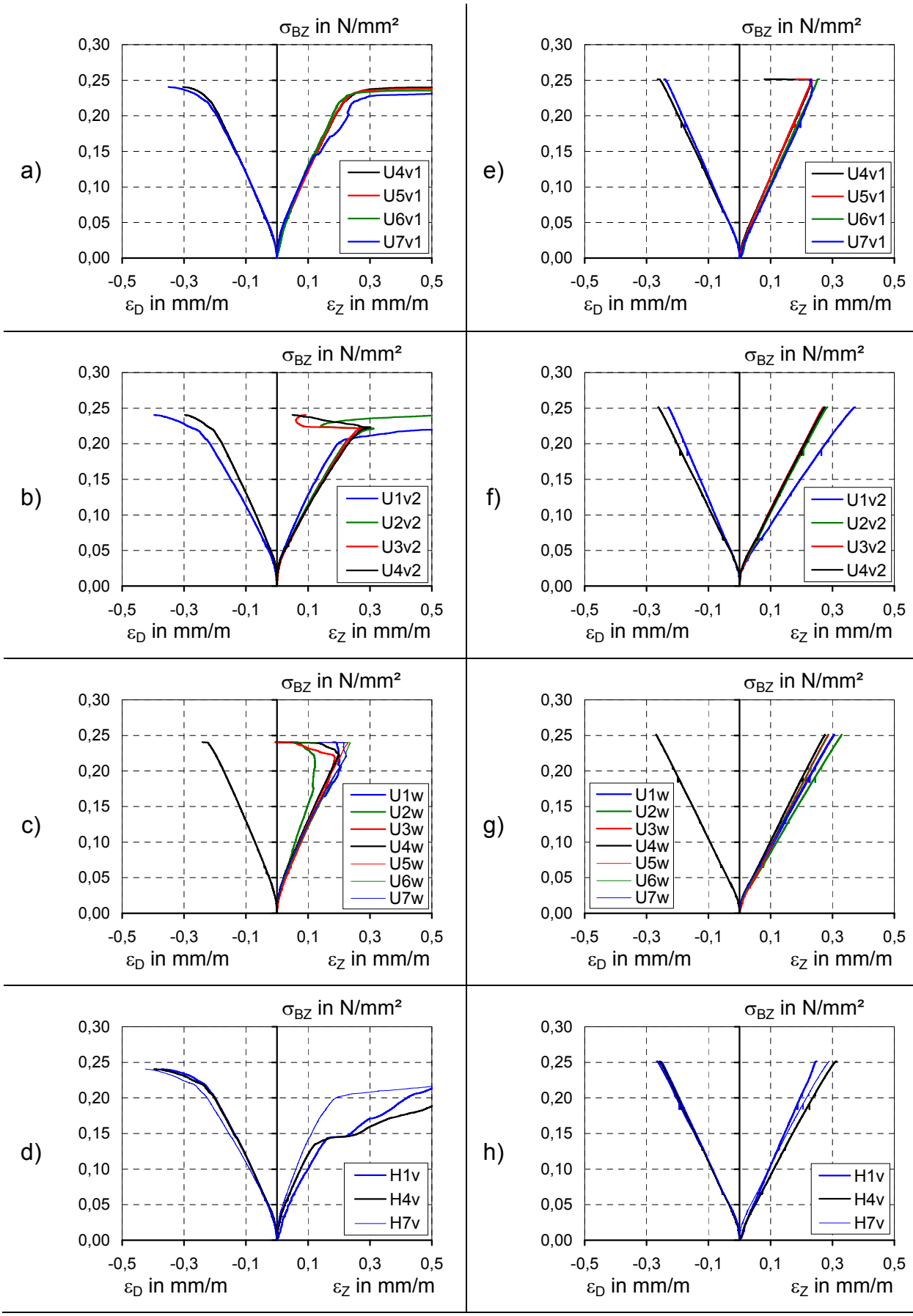
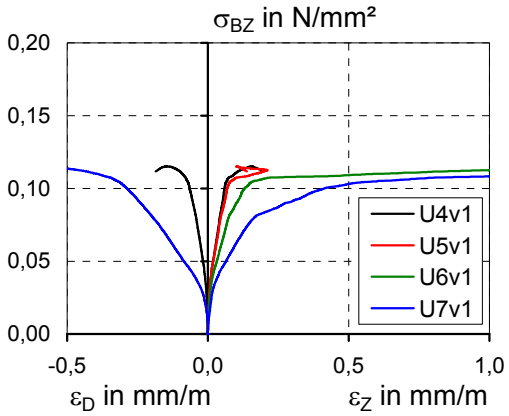
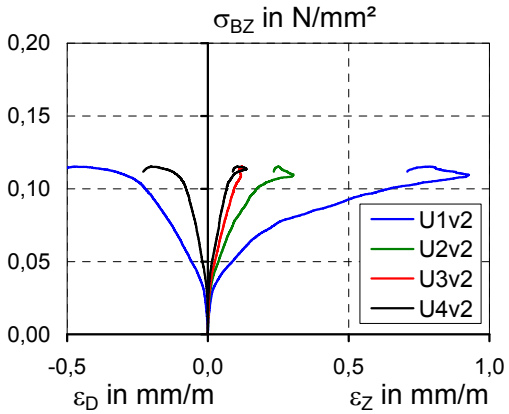


Bild E34: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
PPc / DMc - ü = 50 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E29

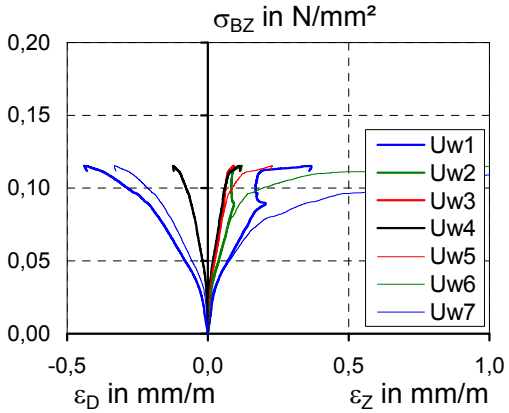
a)



b)



c)



d)

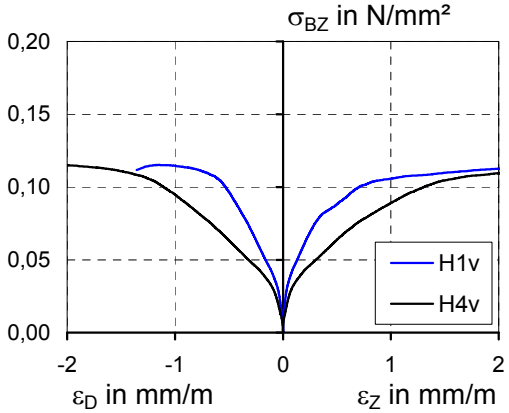


Bild E35: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
PPc / DMc - ü = 100 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - d) – Messstellen s. Bild E30

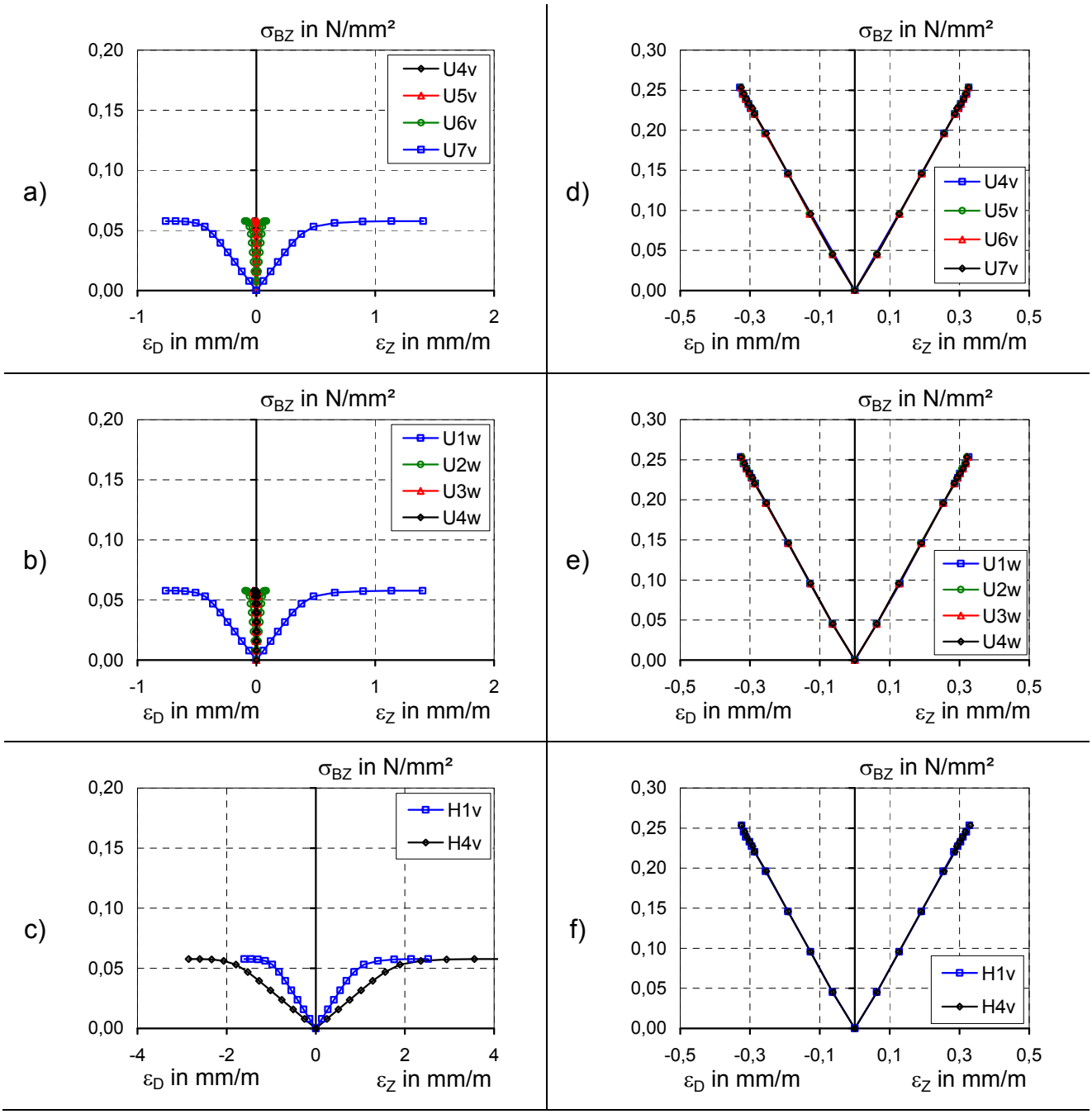


Bild E36: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Ergebnisse FE-Rechnung PPc / DMc - ü = 50 mm
Stoßfugen uv a) - c), Stoßfugen vm e) –g)

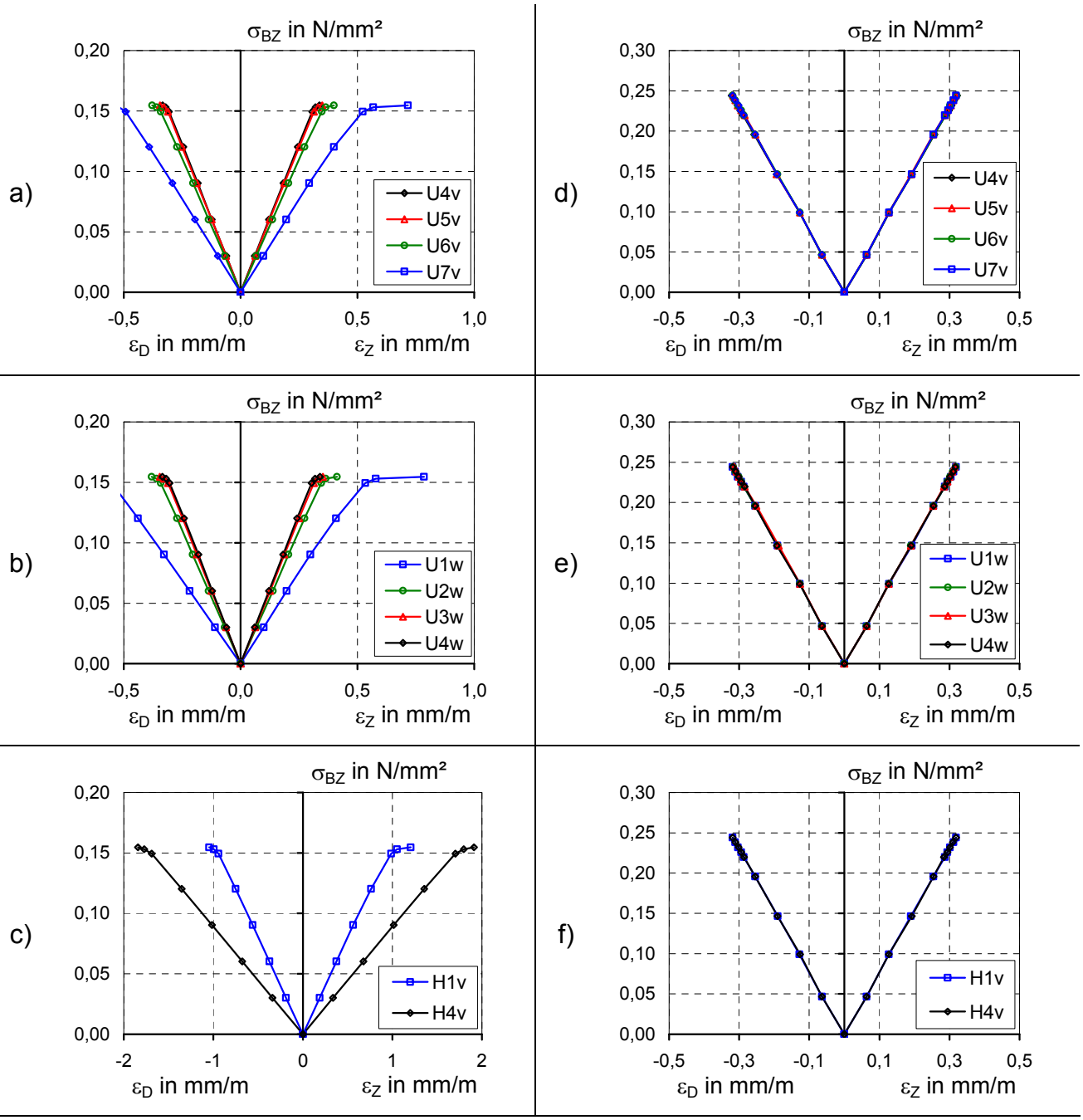
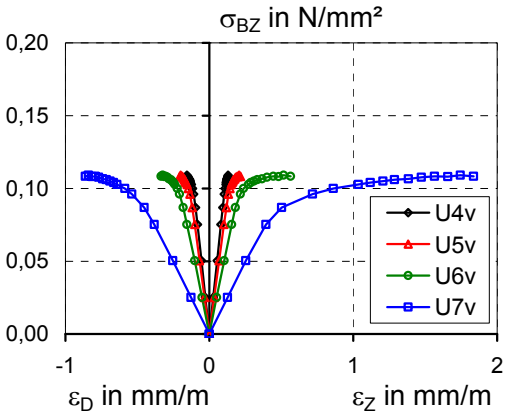
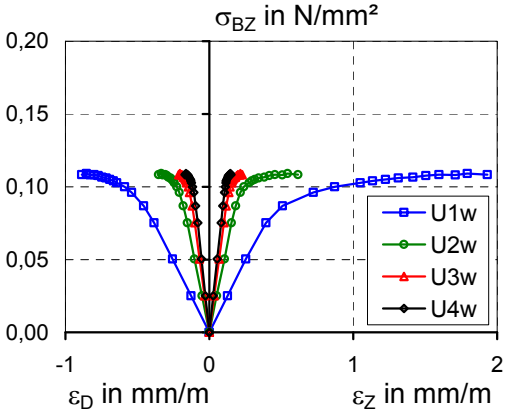


Bild E37: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Ergebnisse FE-Rechnung PPc / DMc - ü = 300 mm
Stoßfugen uv a) - c), Stoßfugen vm e) –g)

a)



b)



c)

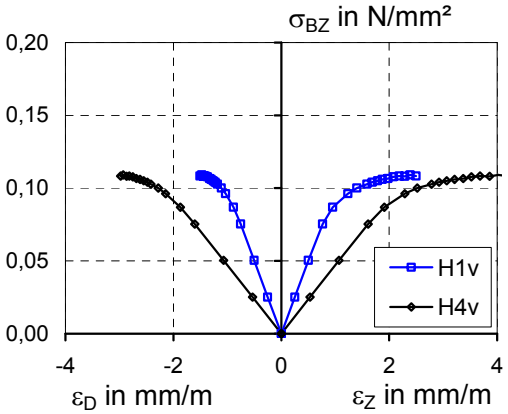


Bild E38: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Ergebnisse FE-Rechnung
PPc / DM - ü = 100 mm
Stoßfugen uv

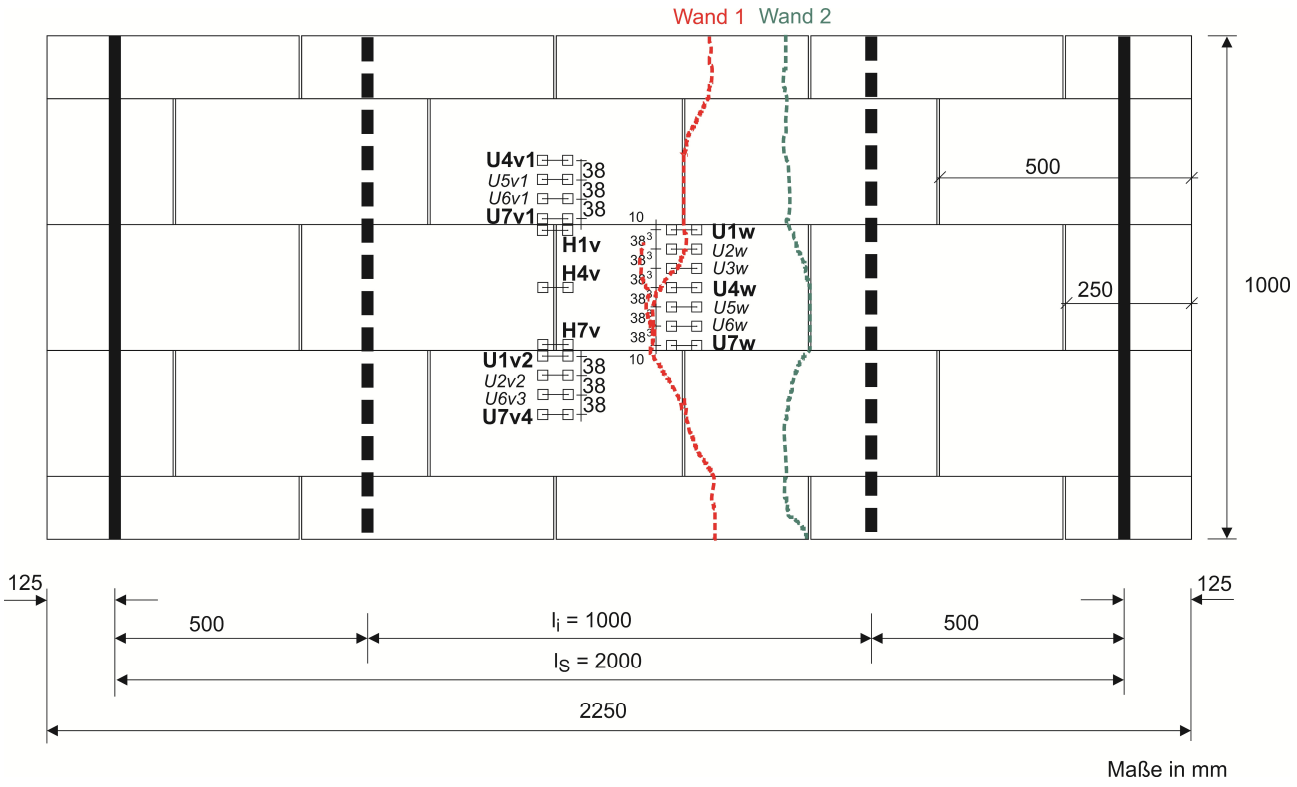


Bild E39: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSf / EP - ü = 250 mm / Stoßfugen uv

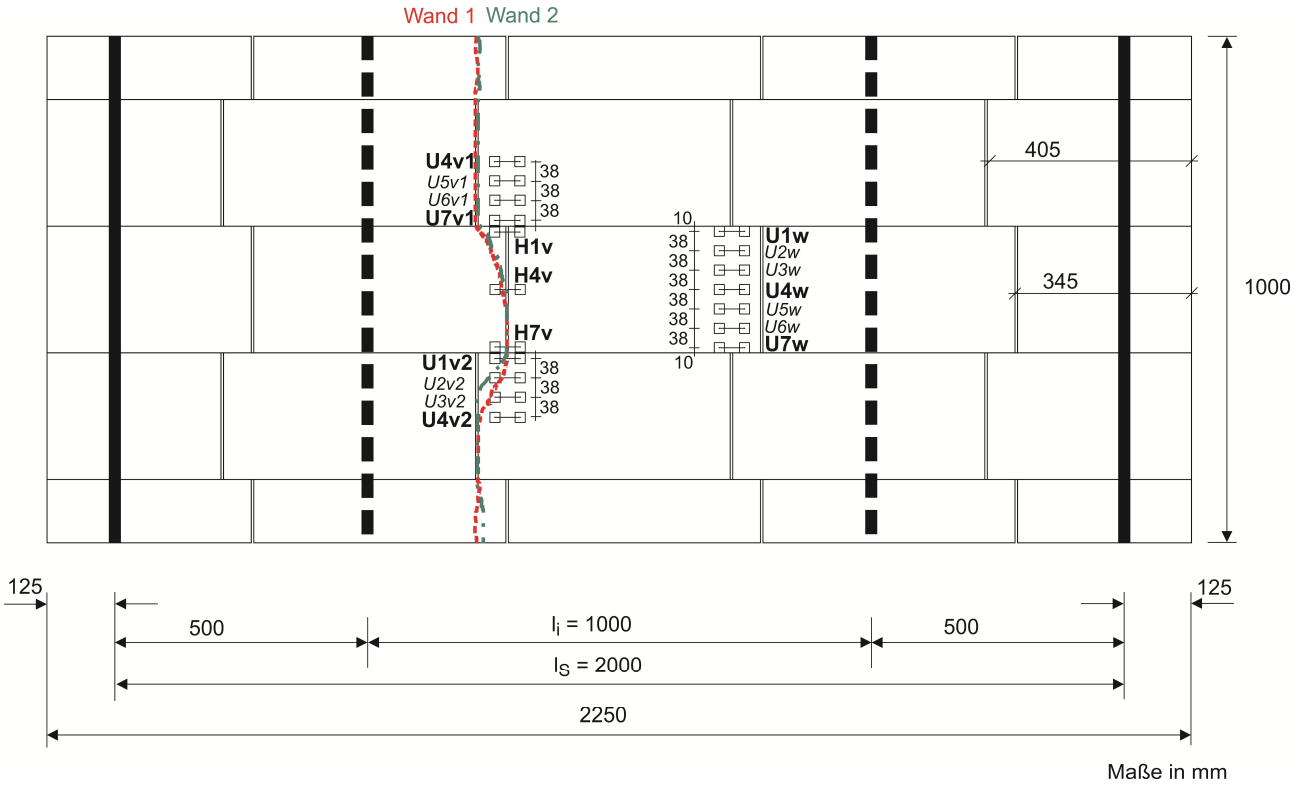


Bild E40: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSf / EP - ü = 60 mm / Stoßfugen uv

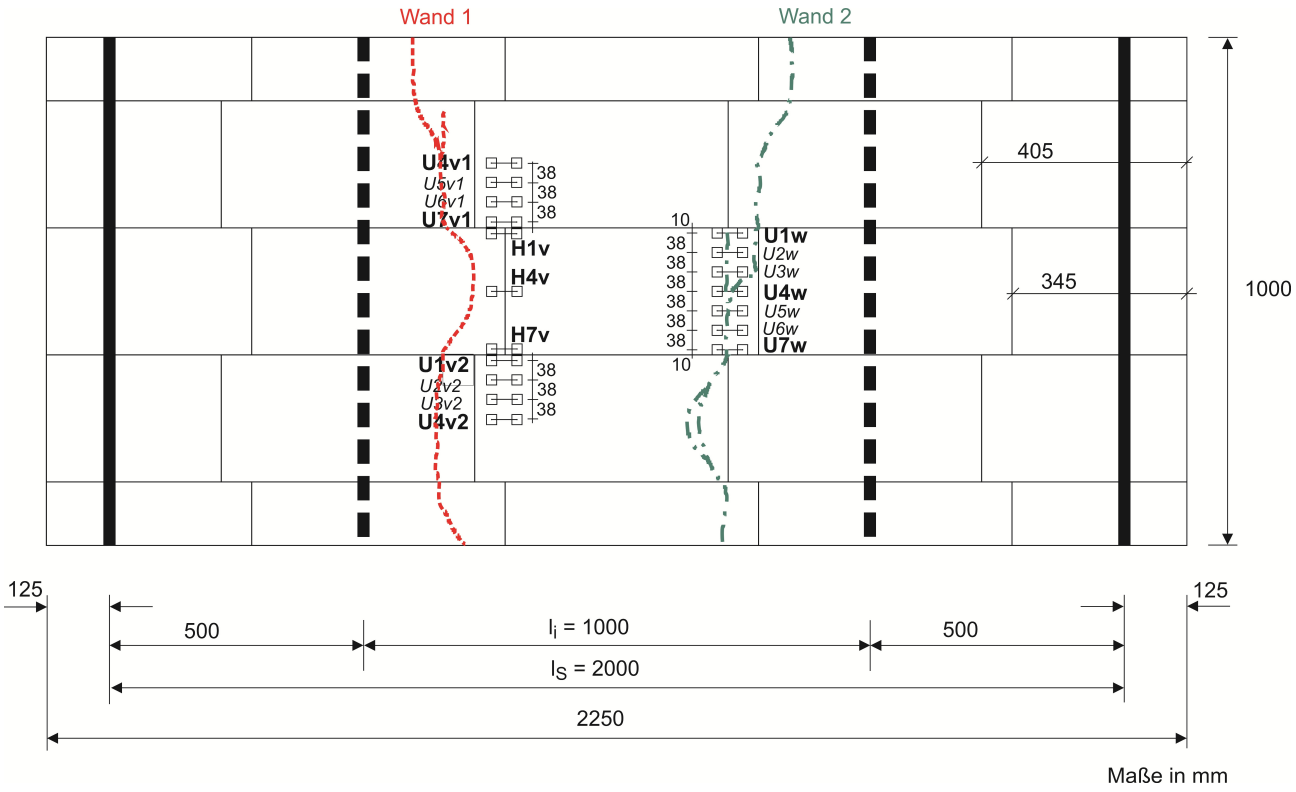


Bild E41: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSf / EP - ü = 60 mm / Stoßfugen vm

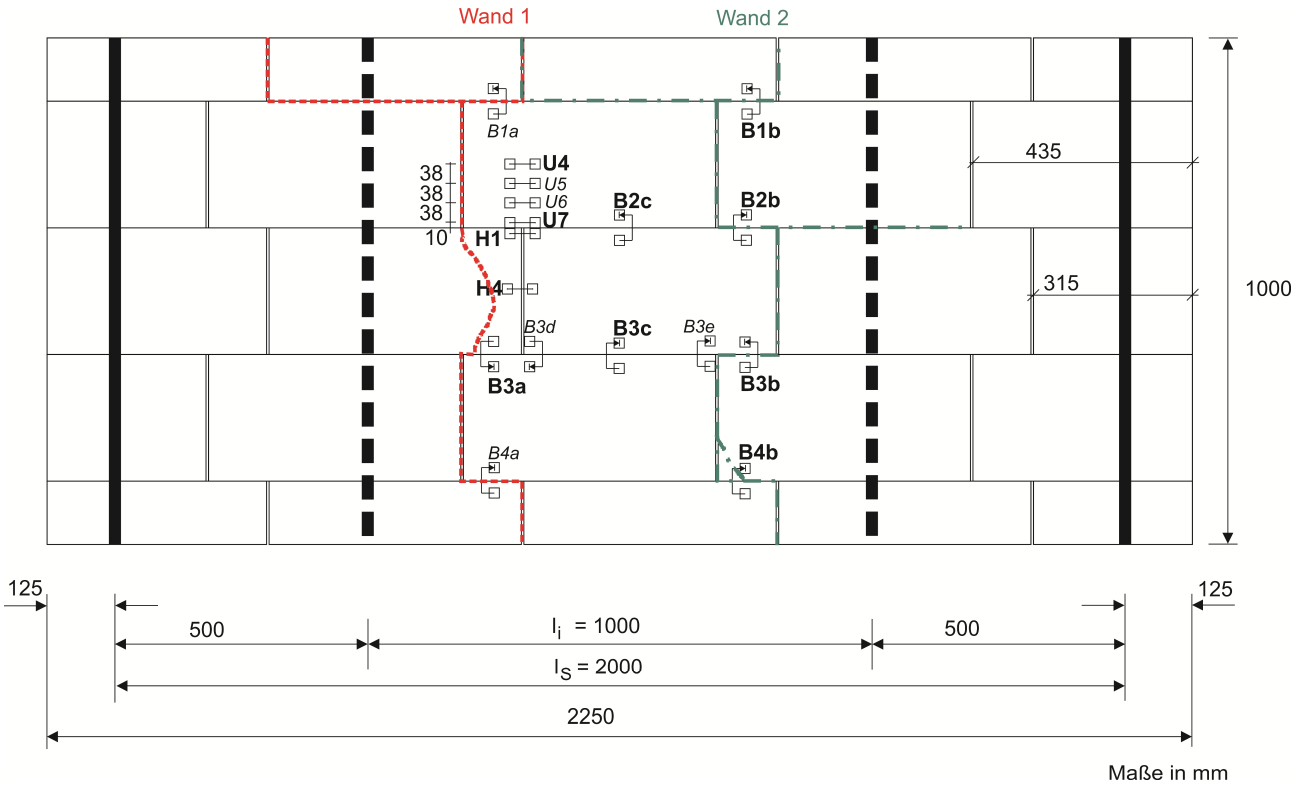
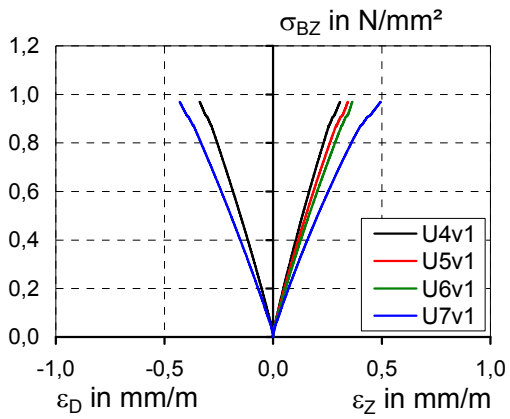
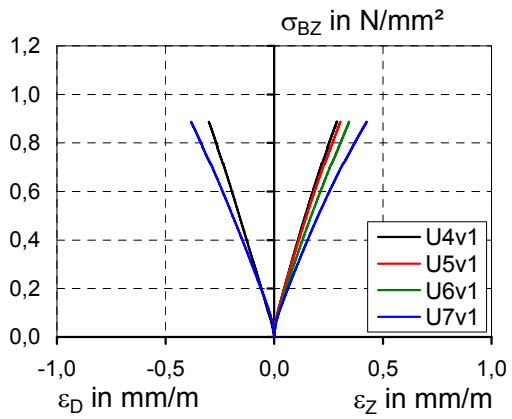


Bild E42: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSf / DMb - ü = 120 mm / Stoßfugen uv

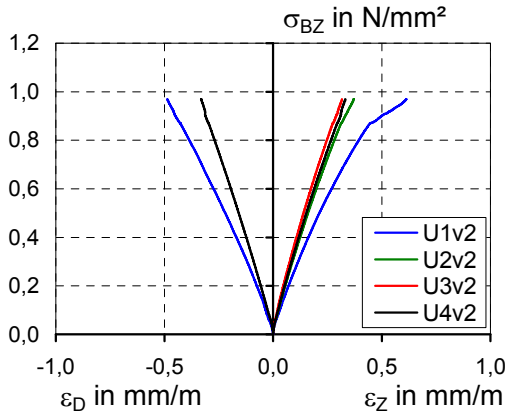
a)



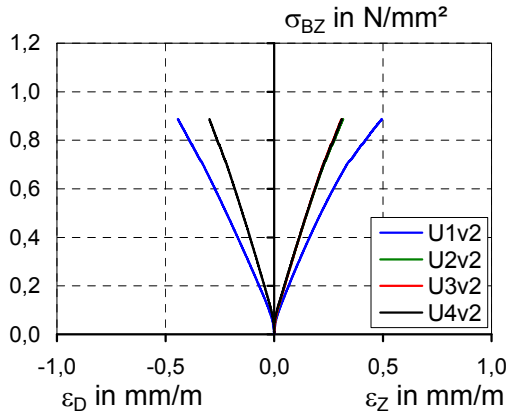
e)



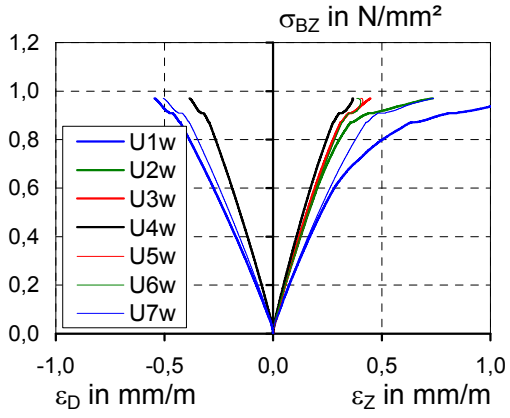
b)



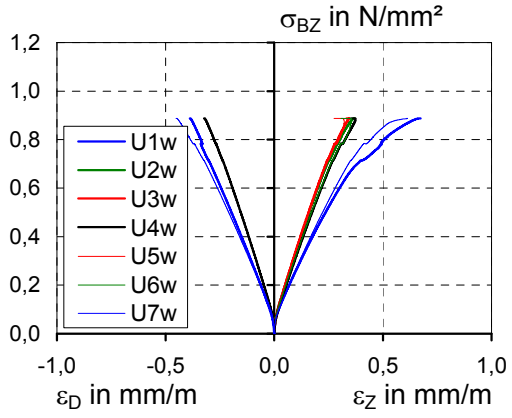
f)



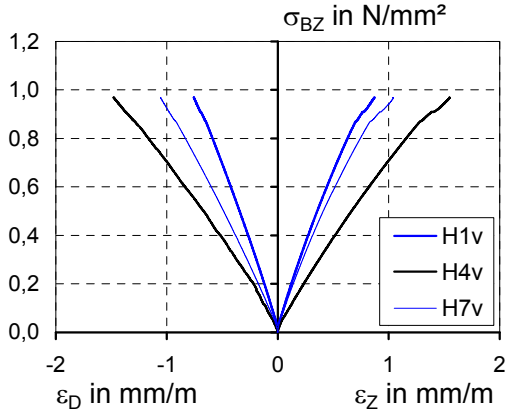
c)



g)



d)



h)

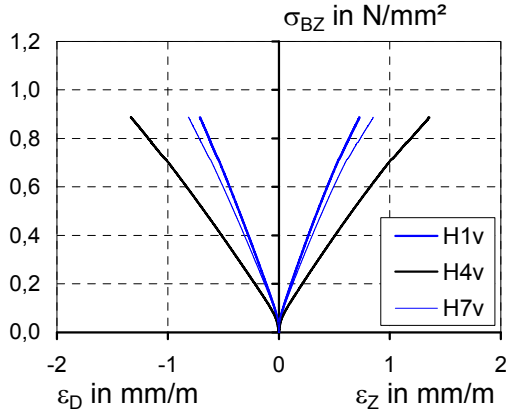
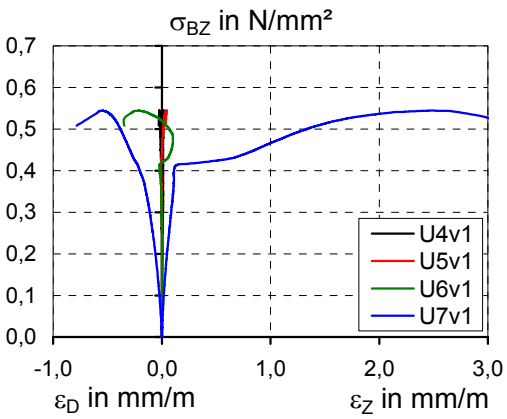
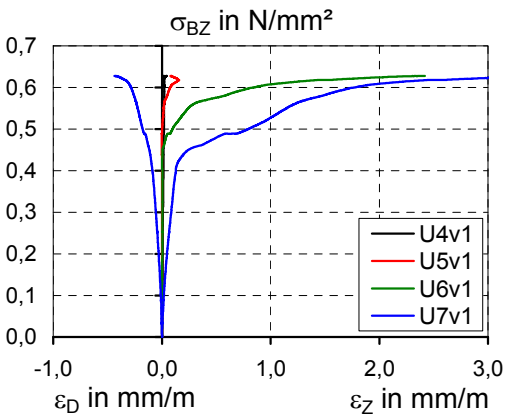


Bild E43: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSf / EP - ü = 250 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E39

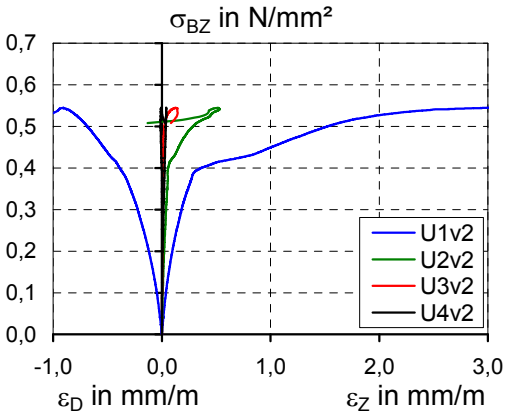
a)



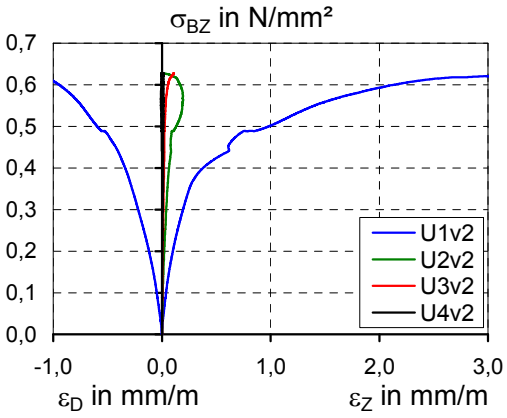
e)



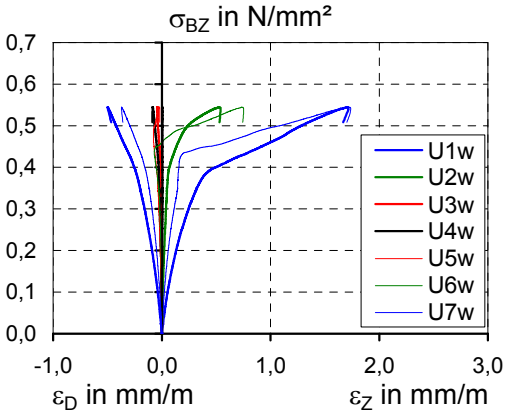
b)



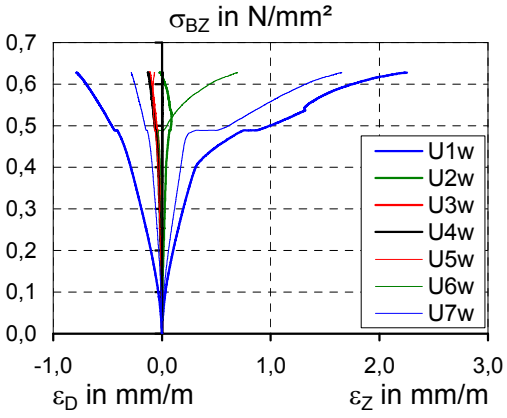
f)



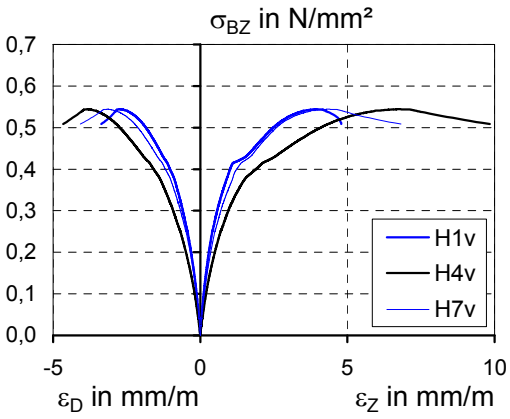
c)



g)



d)



h)

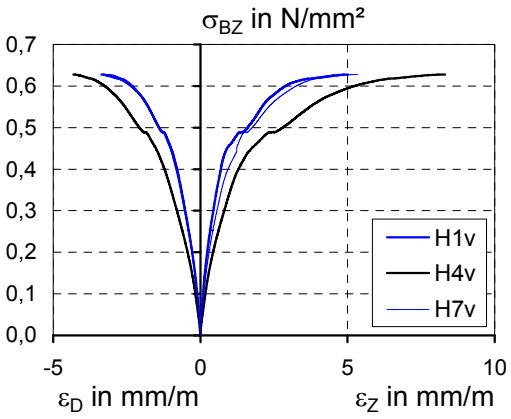
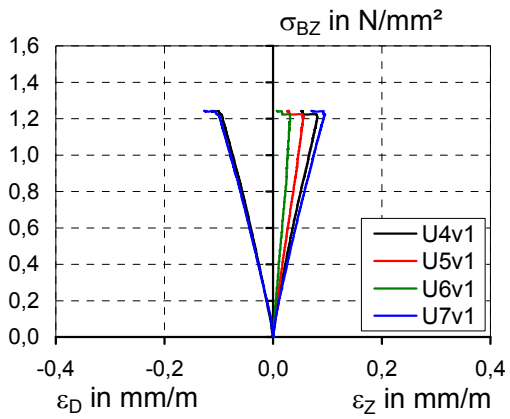
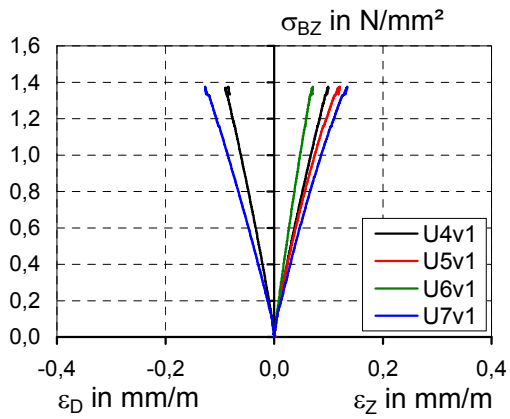


Bild E44: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSf / EP - ü = 60 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E40

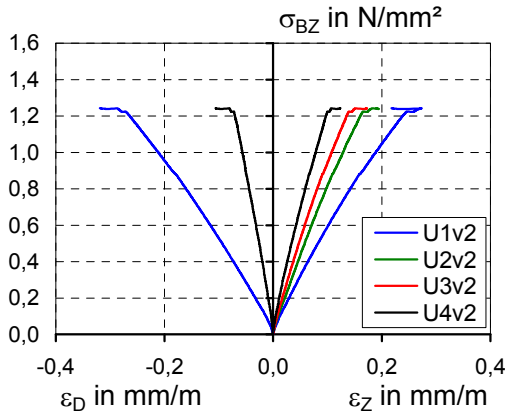
a)



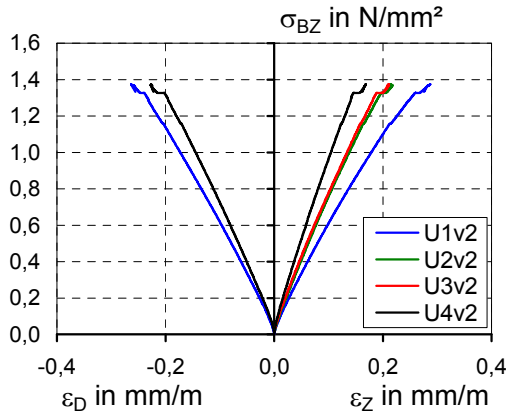
e)



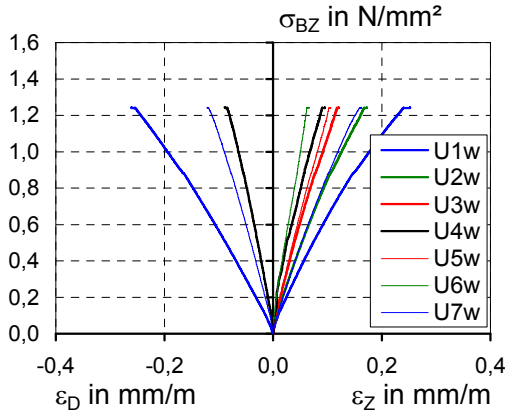
b)



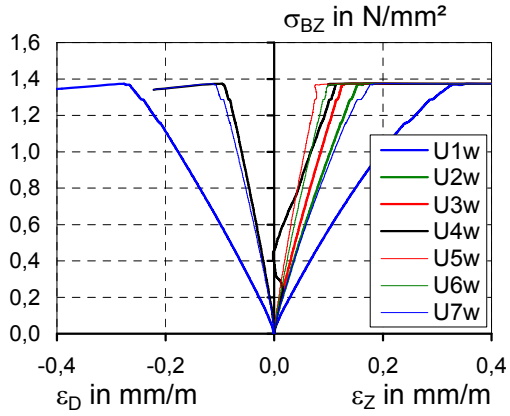
f)



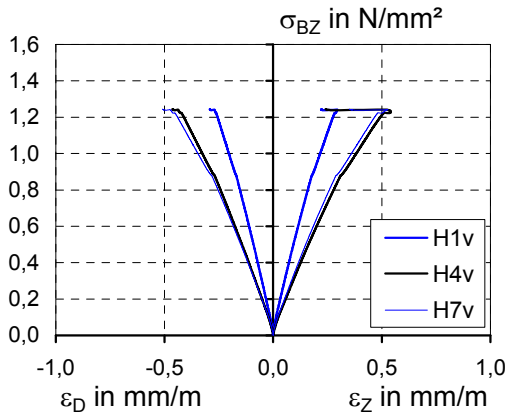
c)



g)



d)



h)

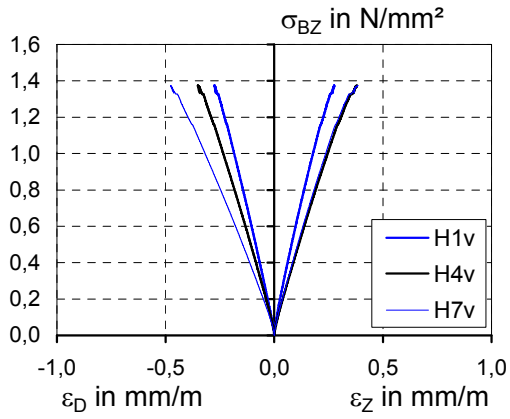


Bild E45: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSf / EP - ü = 60 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E41

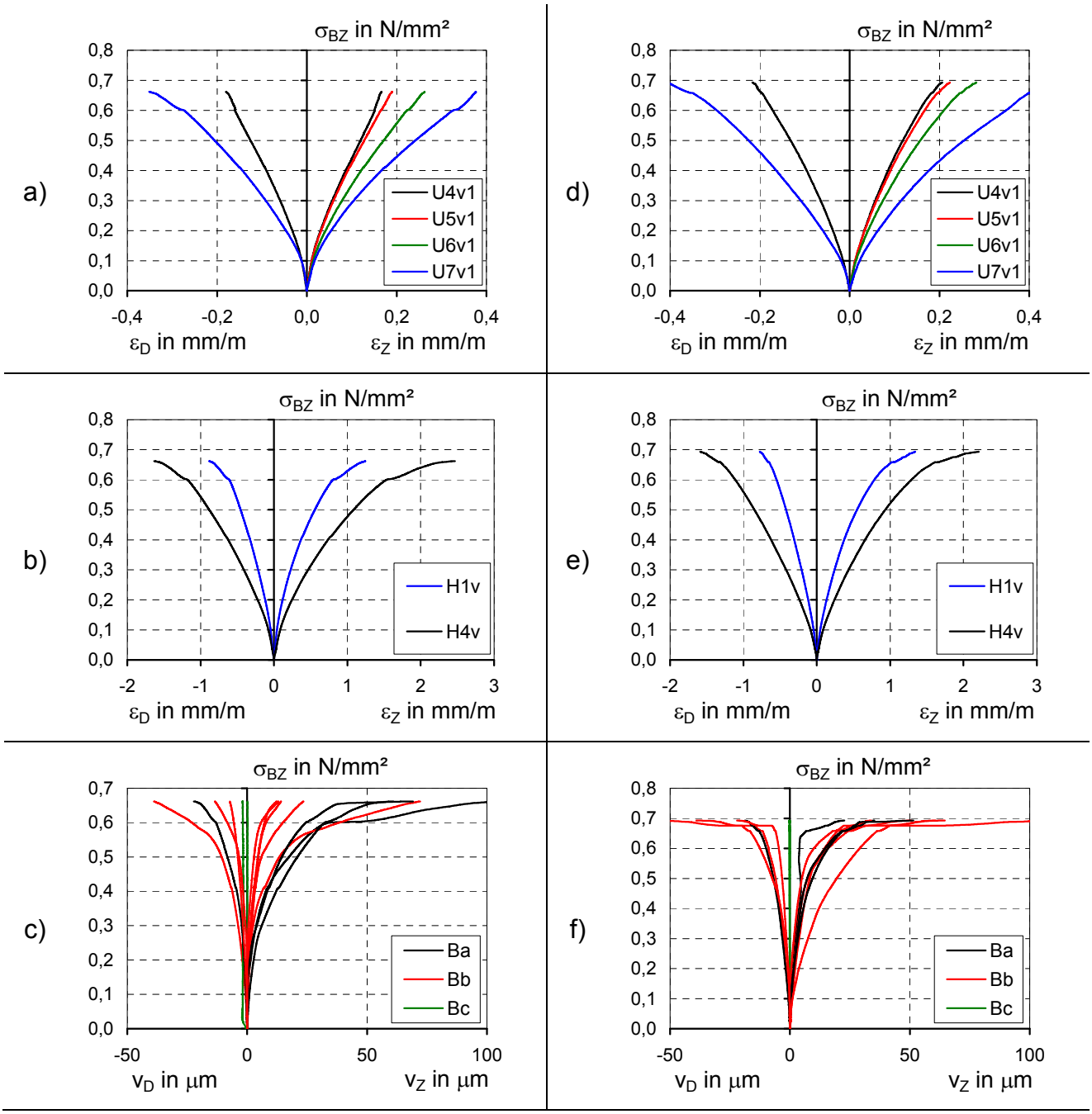


Bild E46: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSf / DM - ü = 120 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E42

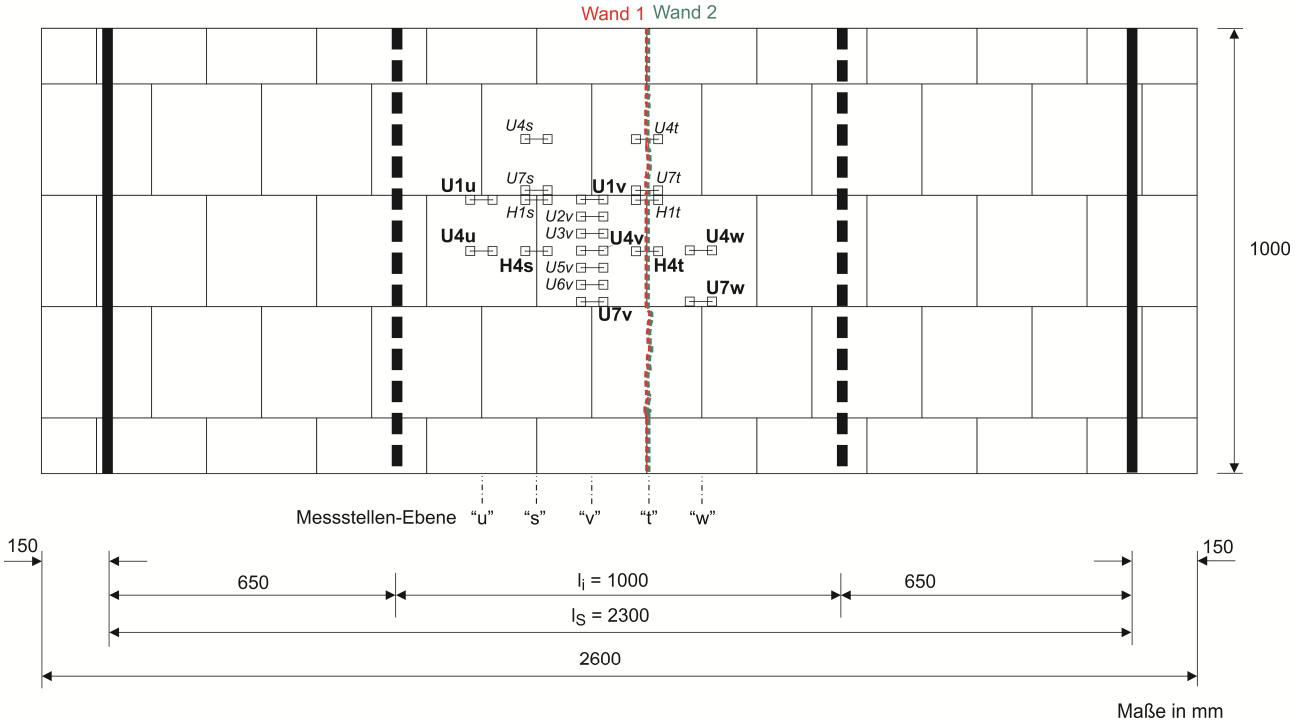


Bild E47: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
HLzb / DMd - ü = 120 mm / Stoßfugen uv

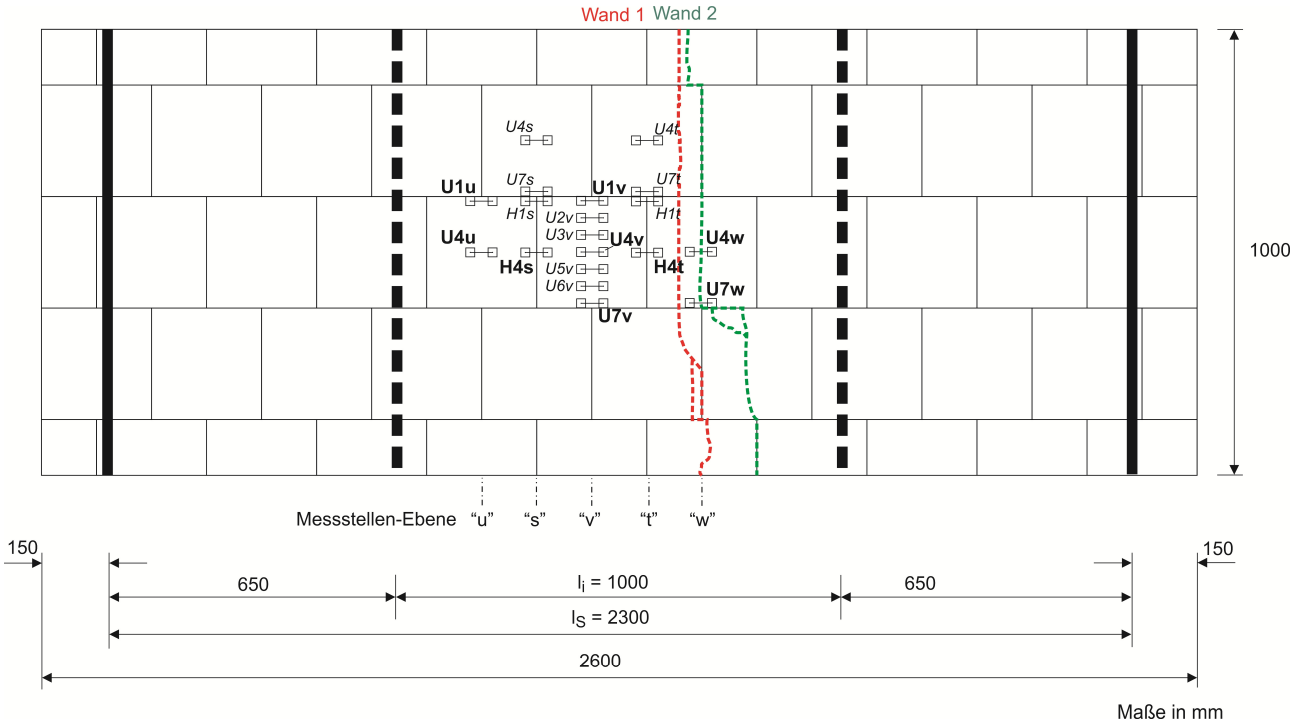
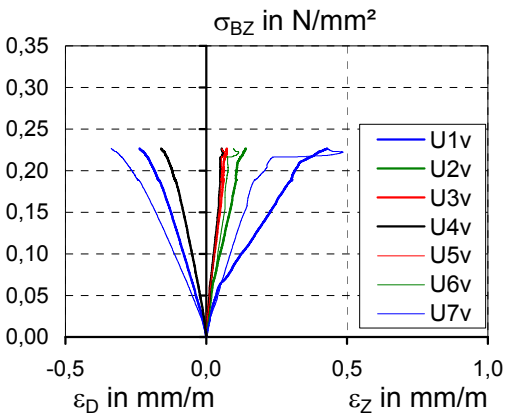
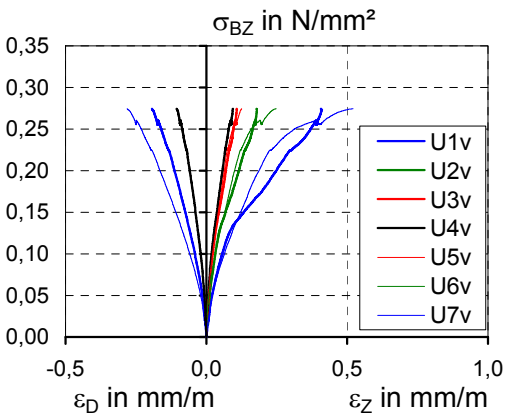


Bild E48: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
HLzb / DMd - ü = 120 mm / Stoßfugen vm

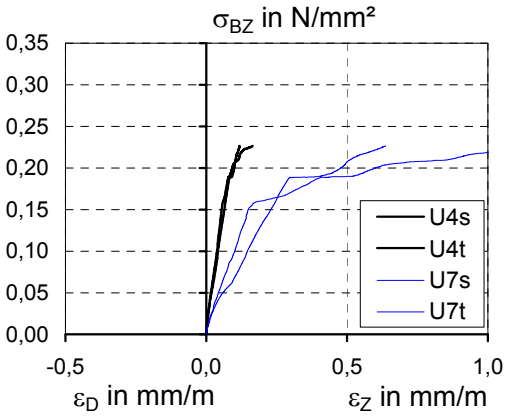
a)



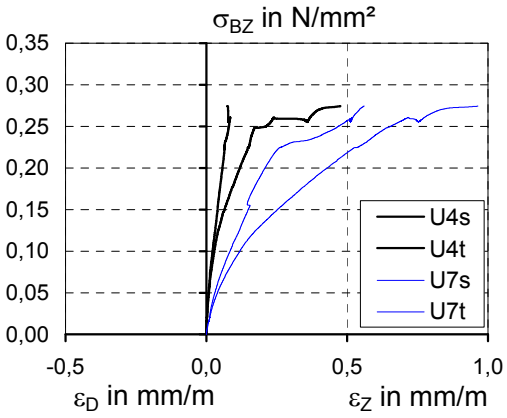
e)



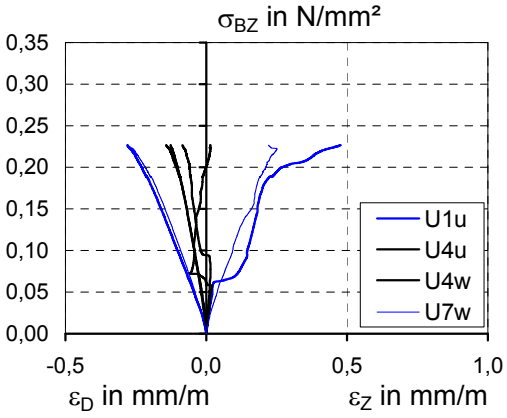
b)



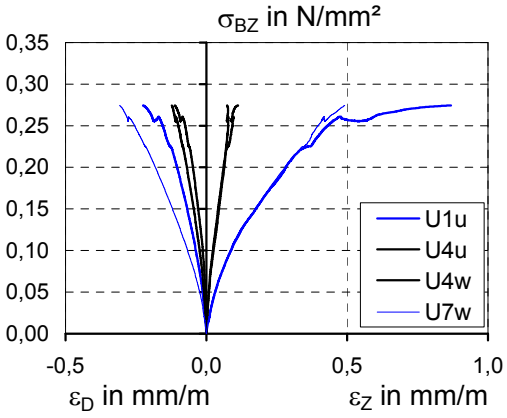
f)



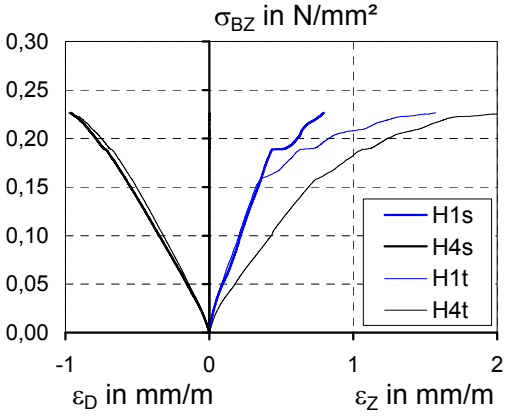
c)



g)



d)



h)

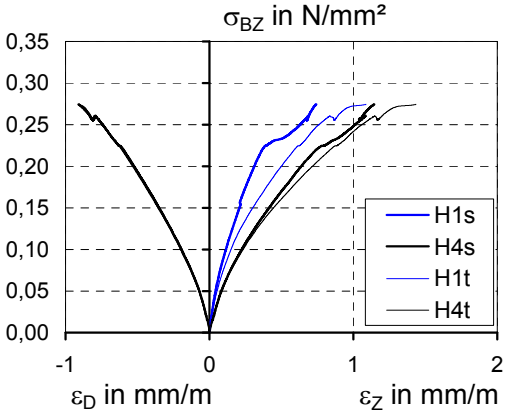
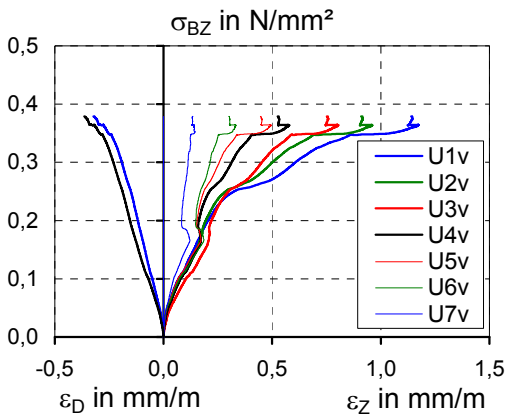
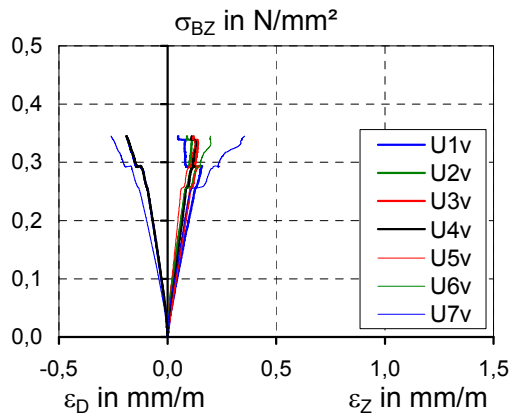


Bild E49: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
HLzb / DMd - ü = 120 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E47

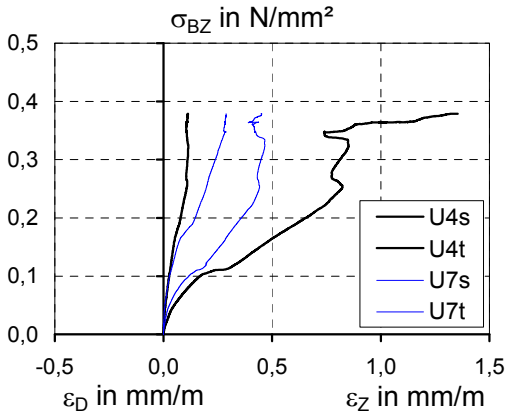
a)



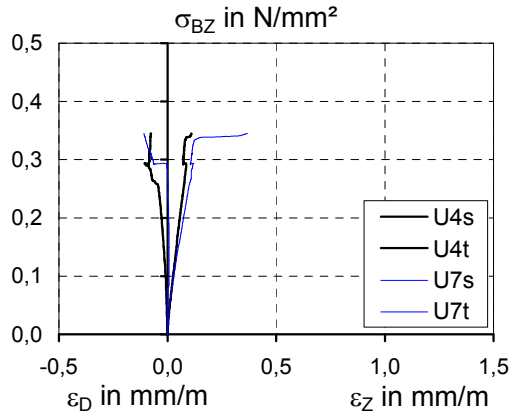
e)



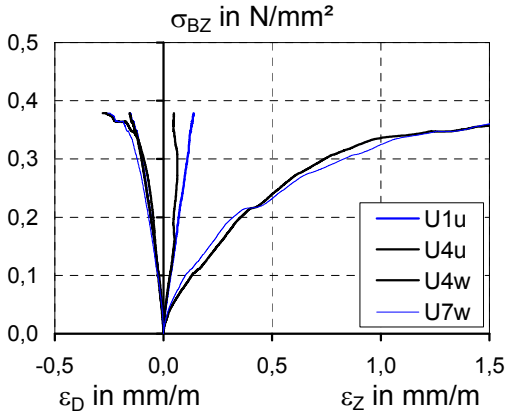
b)



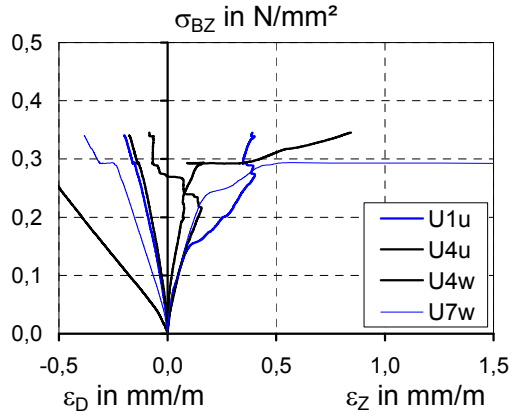
f)



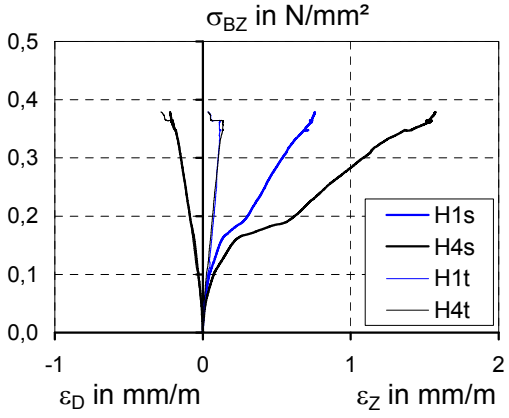
c)



g)



d)



h)

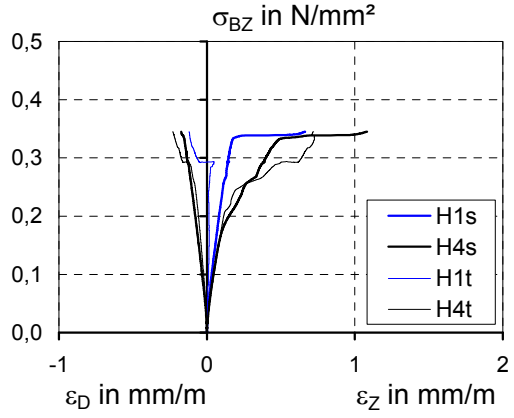


Bild E50: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
HLzb / DMd - ü = 120 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - d), PK 2 e) – h) – Messstellen s. Bild E48

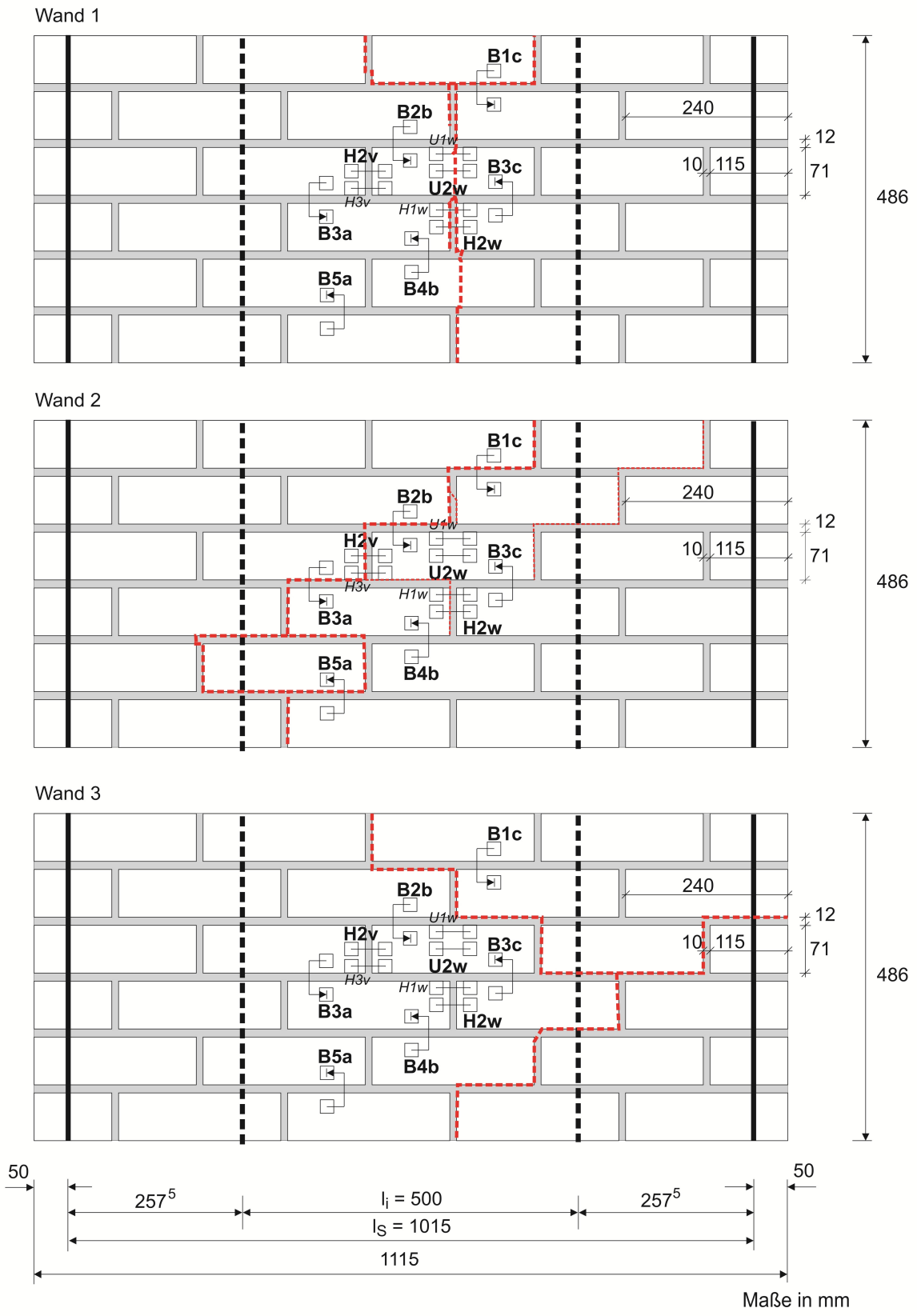


Bild E51: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
VMzc / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen vm

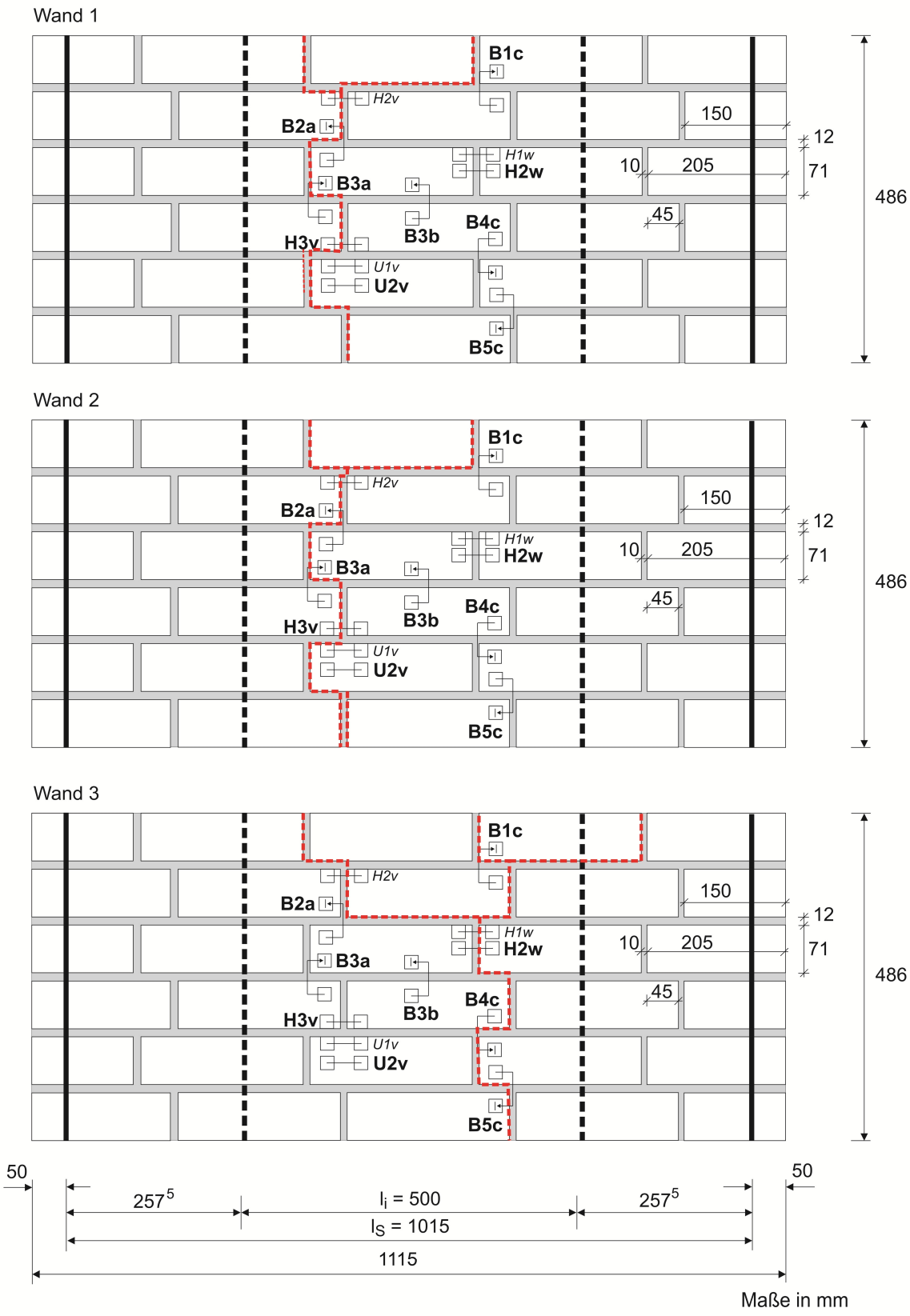


Bild E52: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
VMzc / NMb - ü = 45 mm / Stoßfugen vm

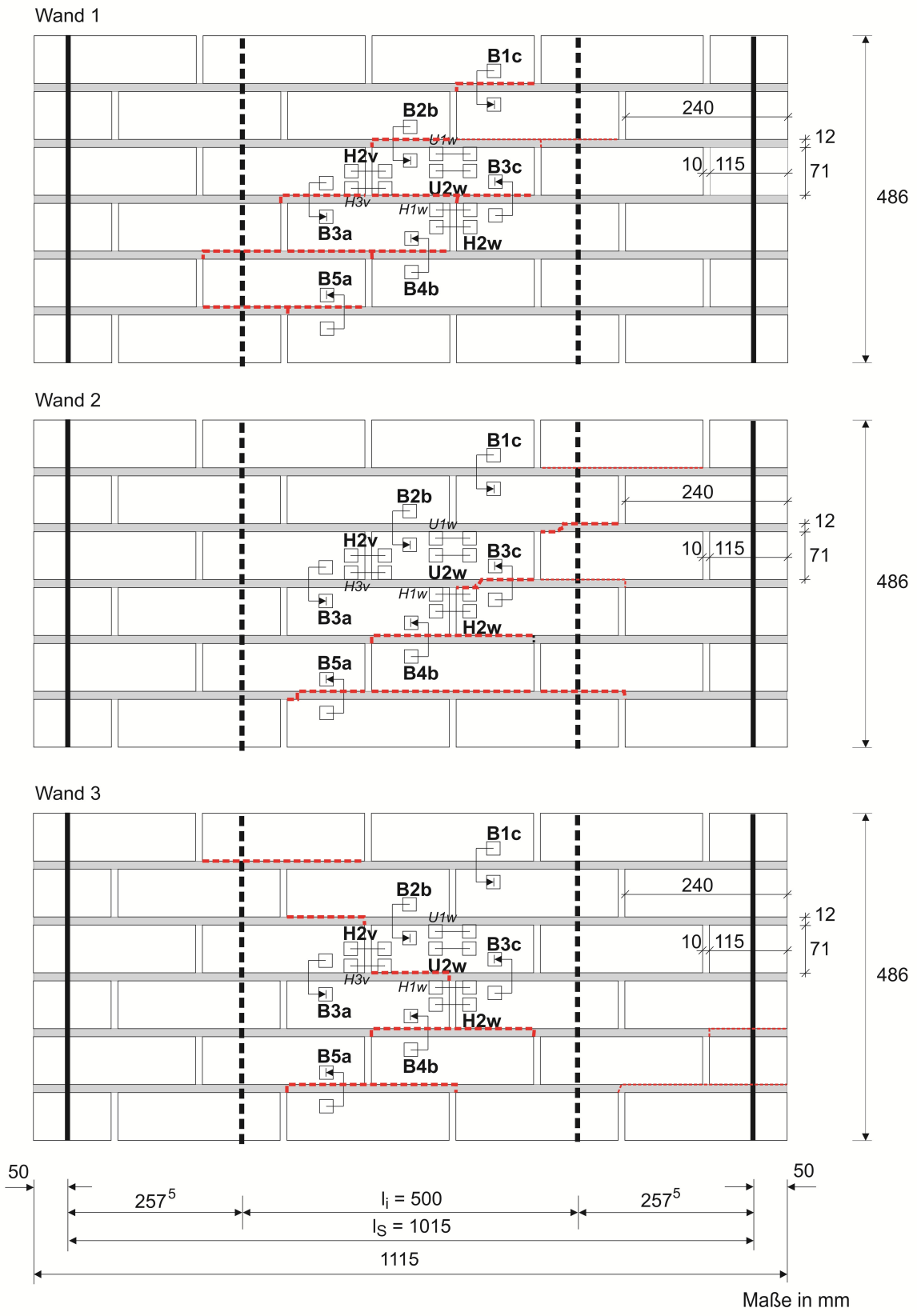


Bild E53: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
VMzc / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen uv

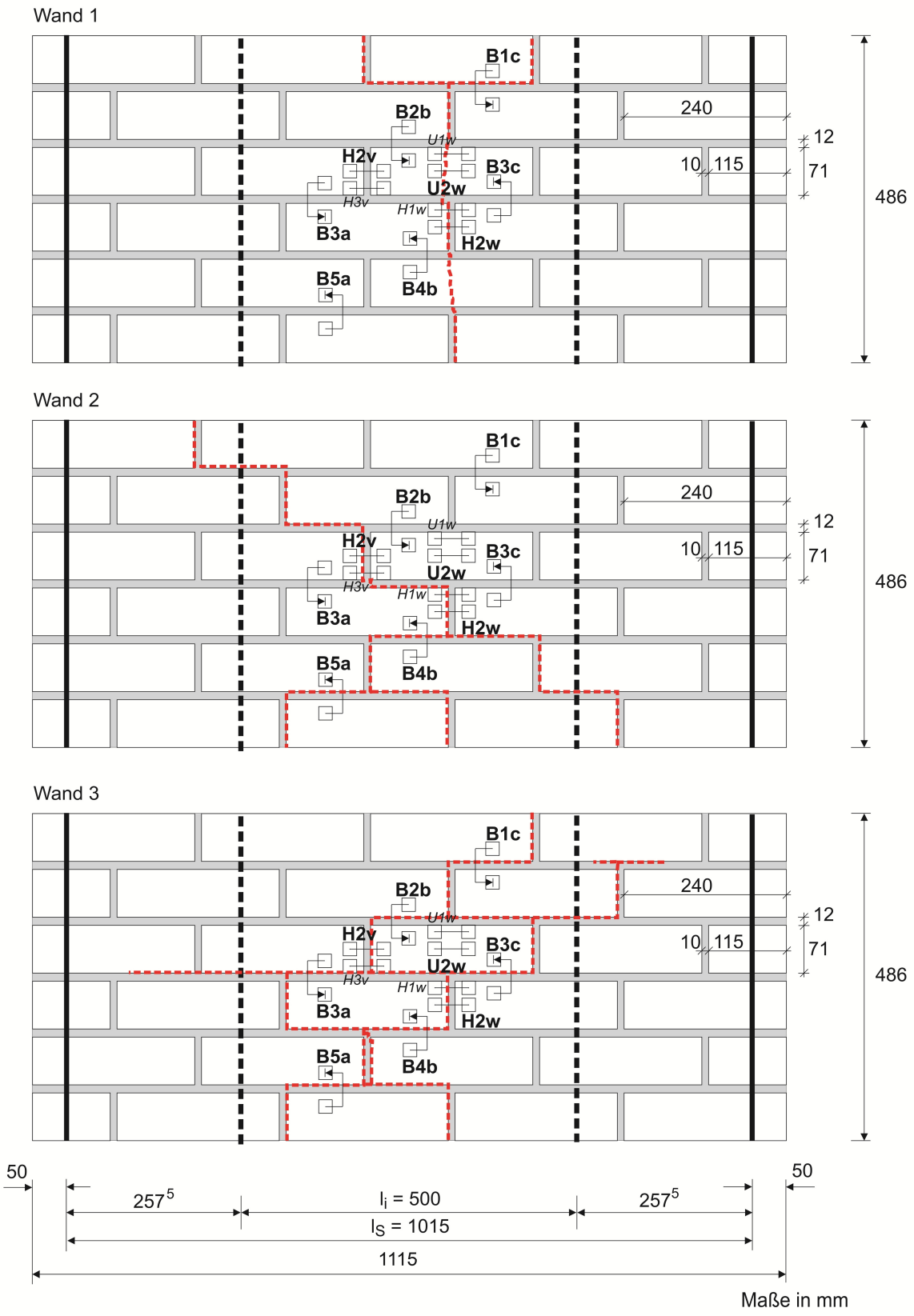


Bild E54: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KHLzd / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen vm

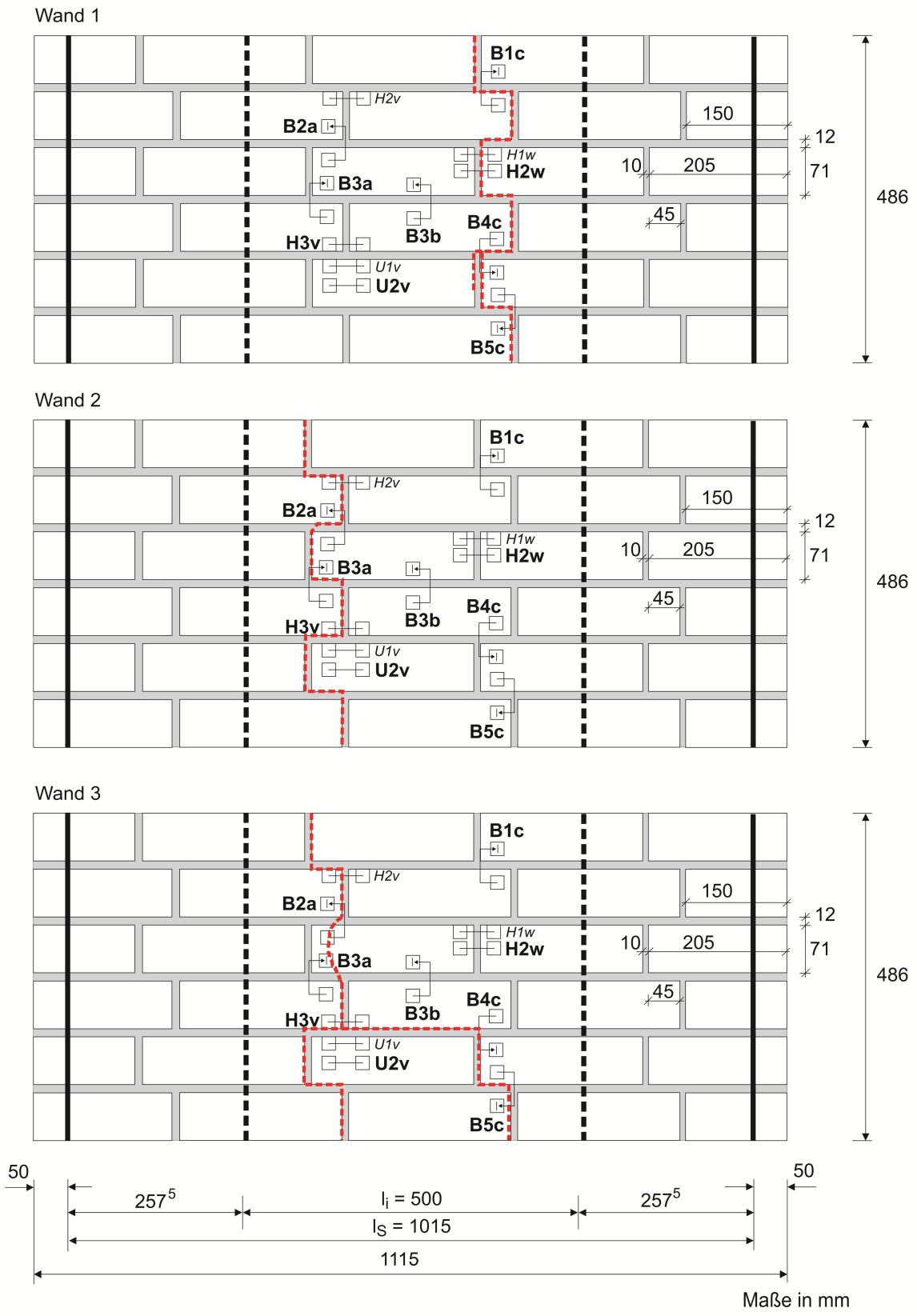


Bild E55: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KHLzd / NMb - ü = 45 mm / Stoßfugen vm

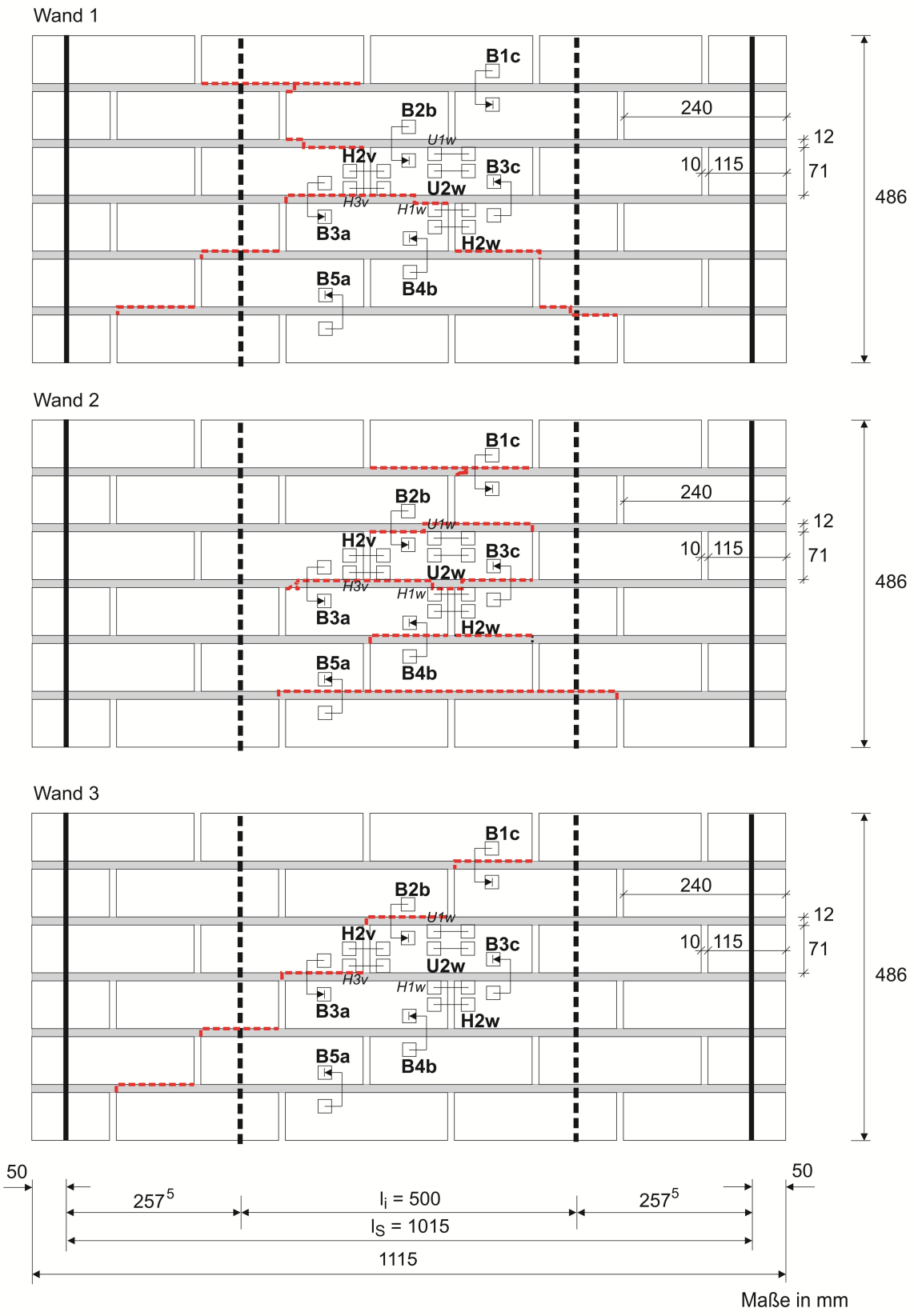


Bild E56: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KHLzd / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen uv

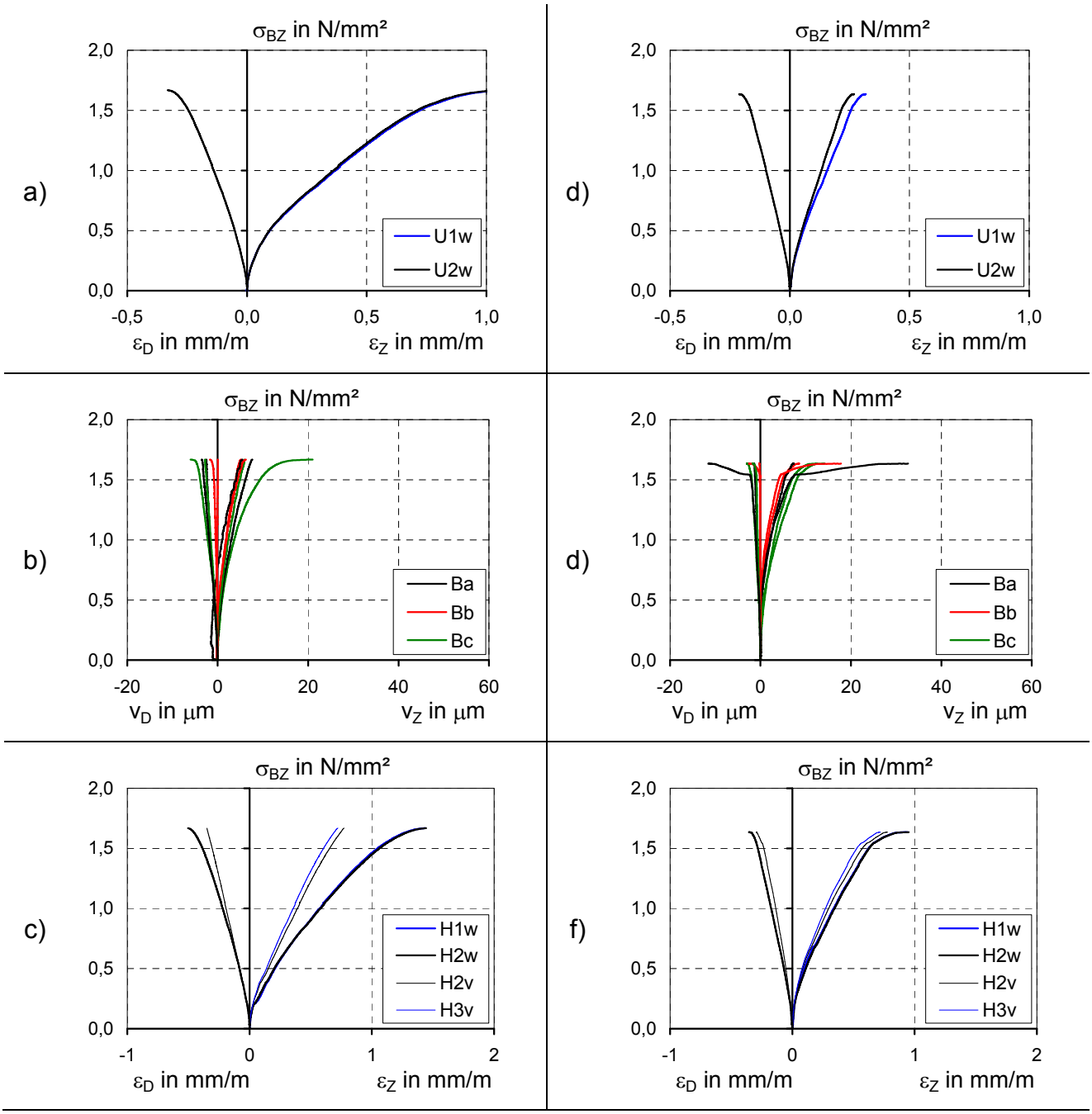
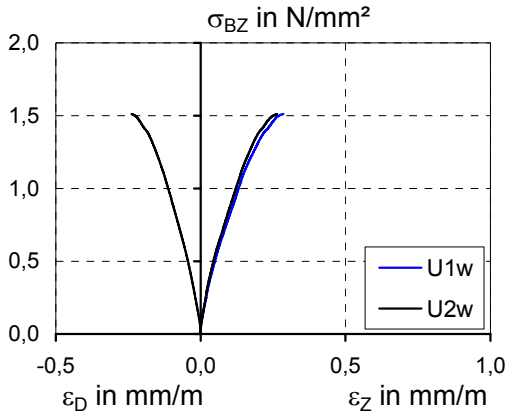
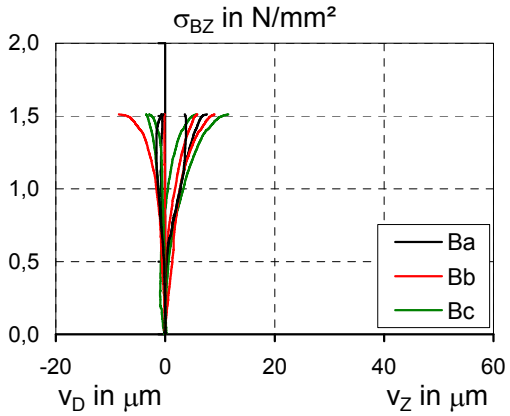


Bild E57: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E51

a)



b)



c)

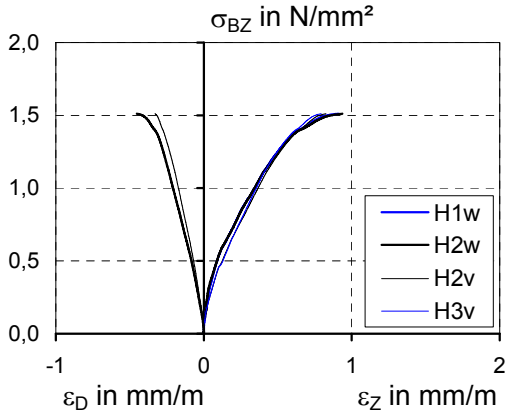


Bild E58: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 3 a) - c) – Messstellen s. Bild E51

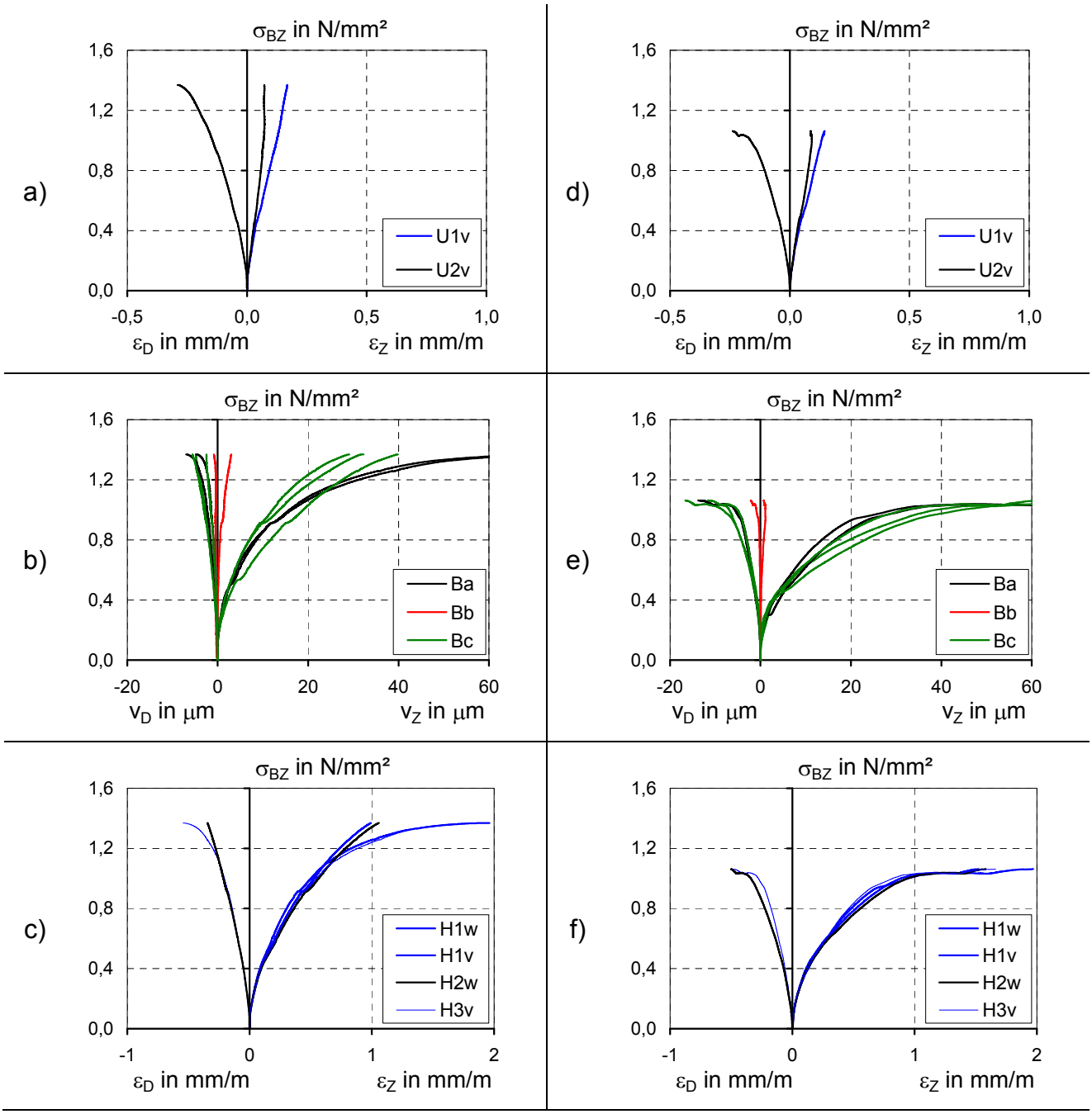
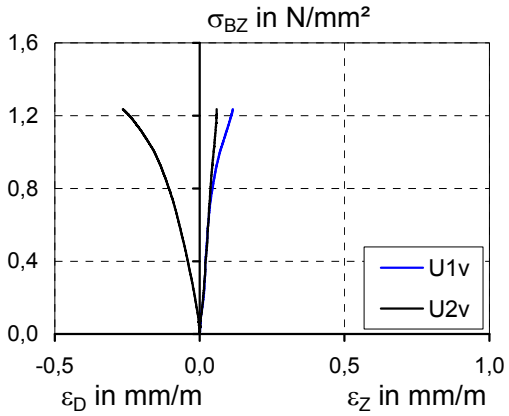
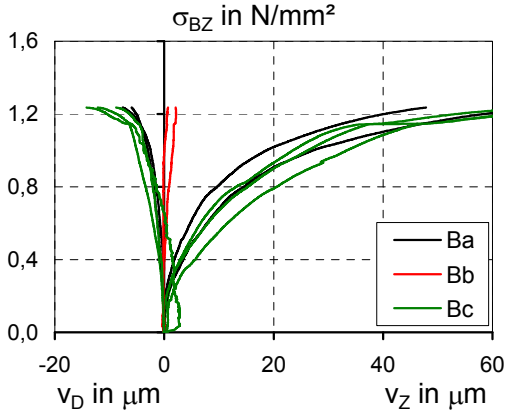


Bild E59: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
VMzc / NMb - ü = 45 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E52

a)



b)



c)

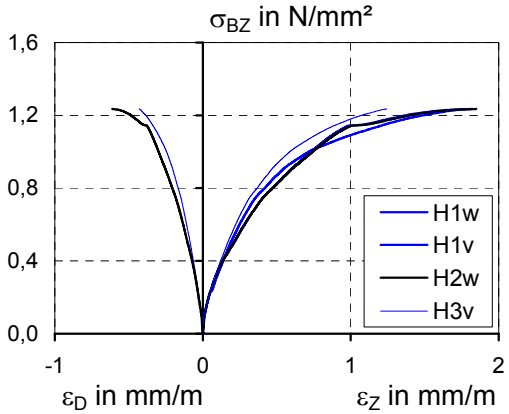


Bild E60: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
VMzc / NMb - ü = 45 mm - Stoßfugen vm
PK 3 a) - c) – h) – Messstellen s. Bild E52

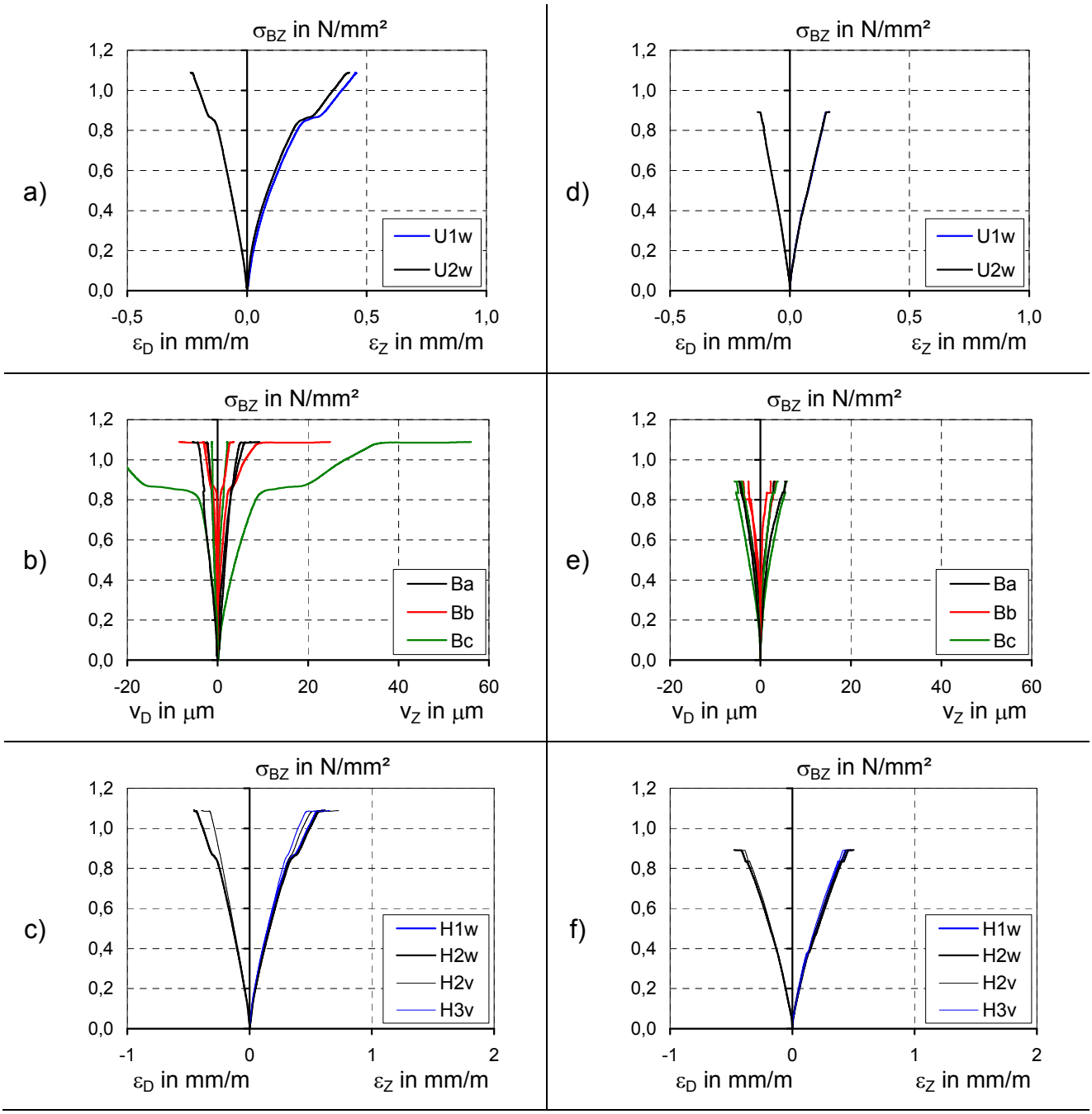
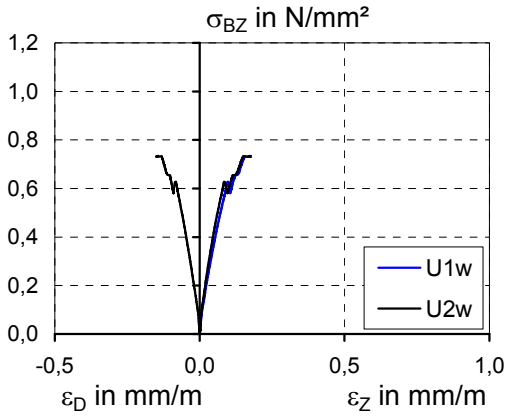
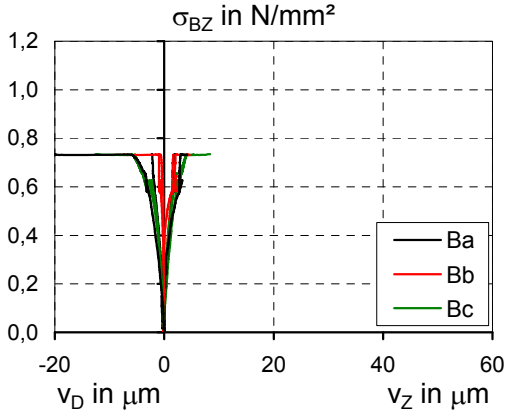


Bild E61: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E53

a)



b)



c)

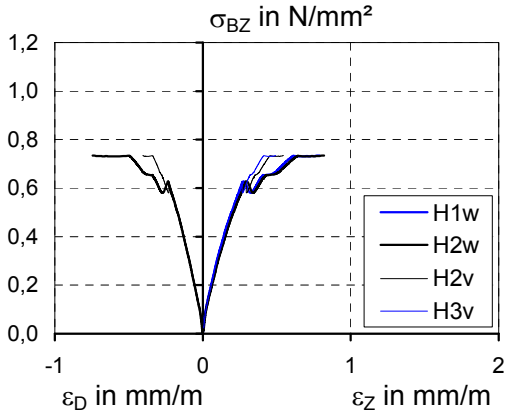


Bild E62: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen uv
PK 3 a) - c) – Messstellen s. Bild E53

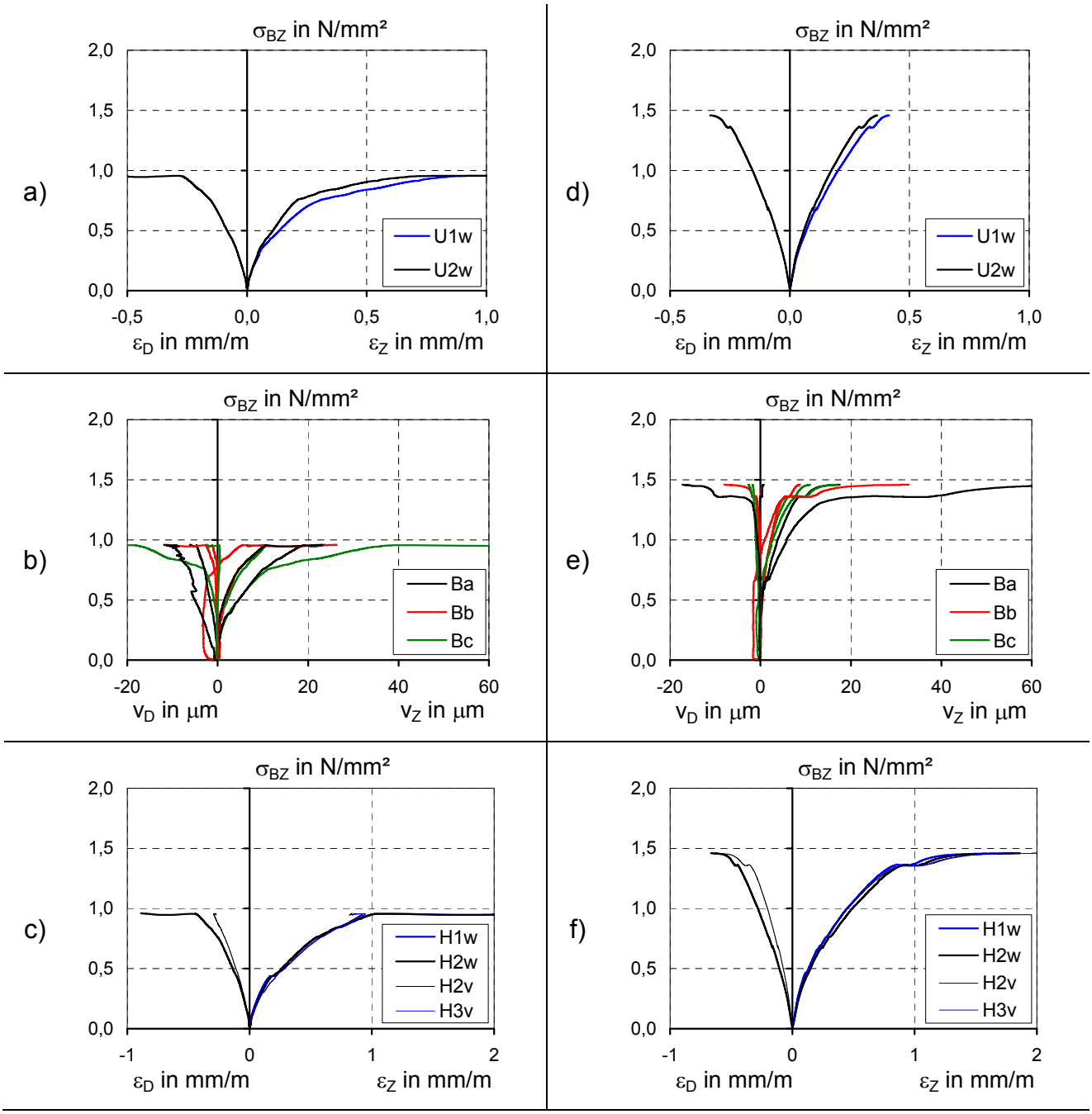
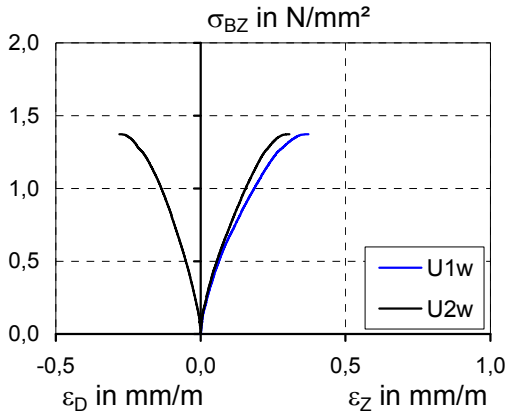
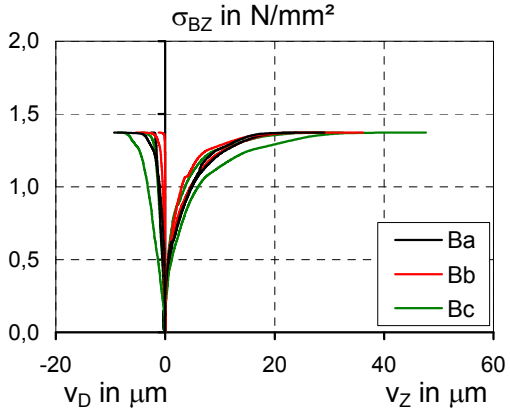


Bild E63: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KHLzd / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E54

a)



b)



c)

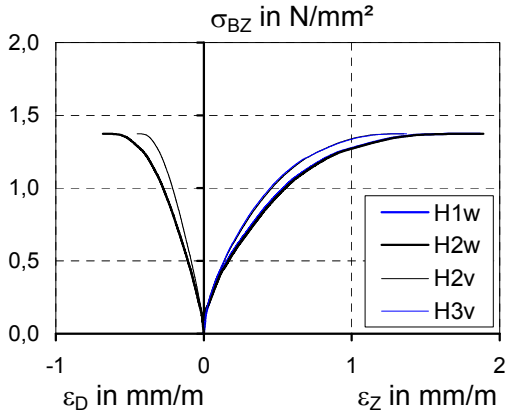


Bild E64: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse KHLzd / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 3 a) - c) – Messstellen s. Bild E54

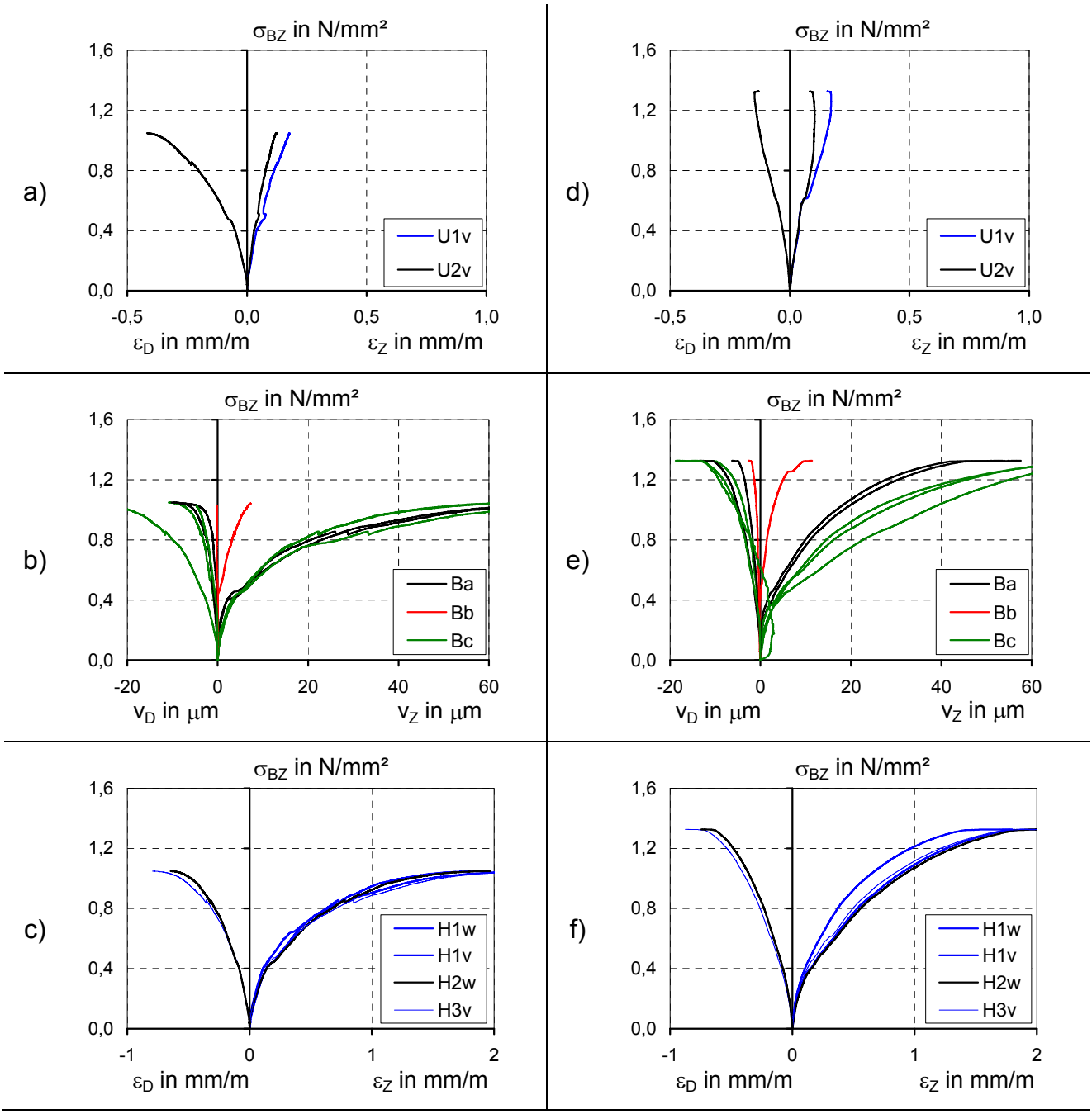
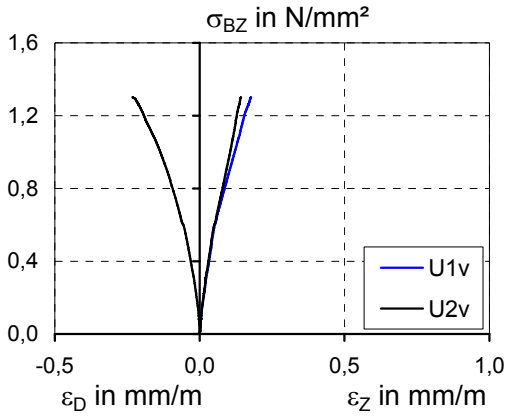
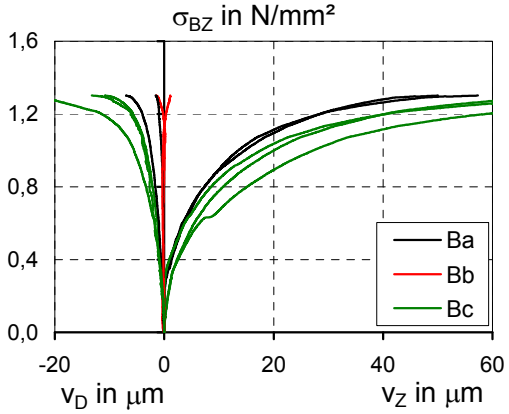


Bild E65: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse KHLzd / NMb - ü = 45 mm - Stoßfugen vm
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E55

a)



b)



c)

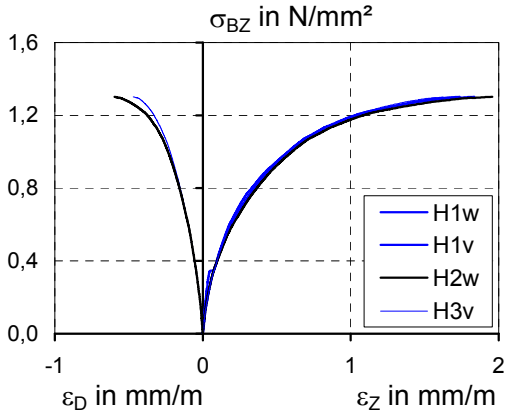


Bild E66: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse KHLzd / NMb - ü = 45 mm - Stoßfugen vm
PK 3 a) - c) – Messstellen s. Bild E55

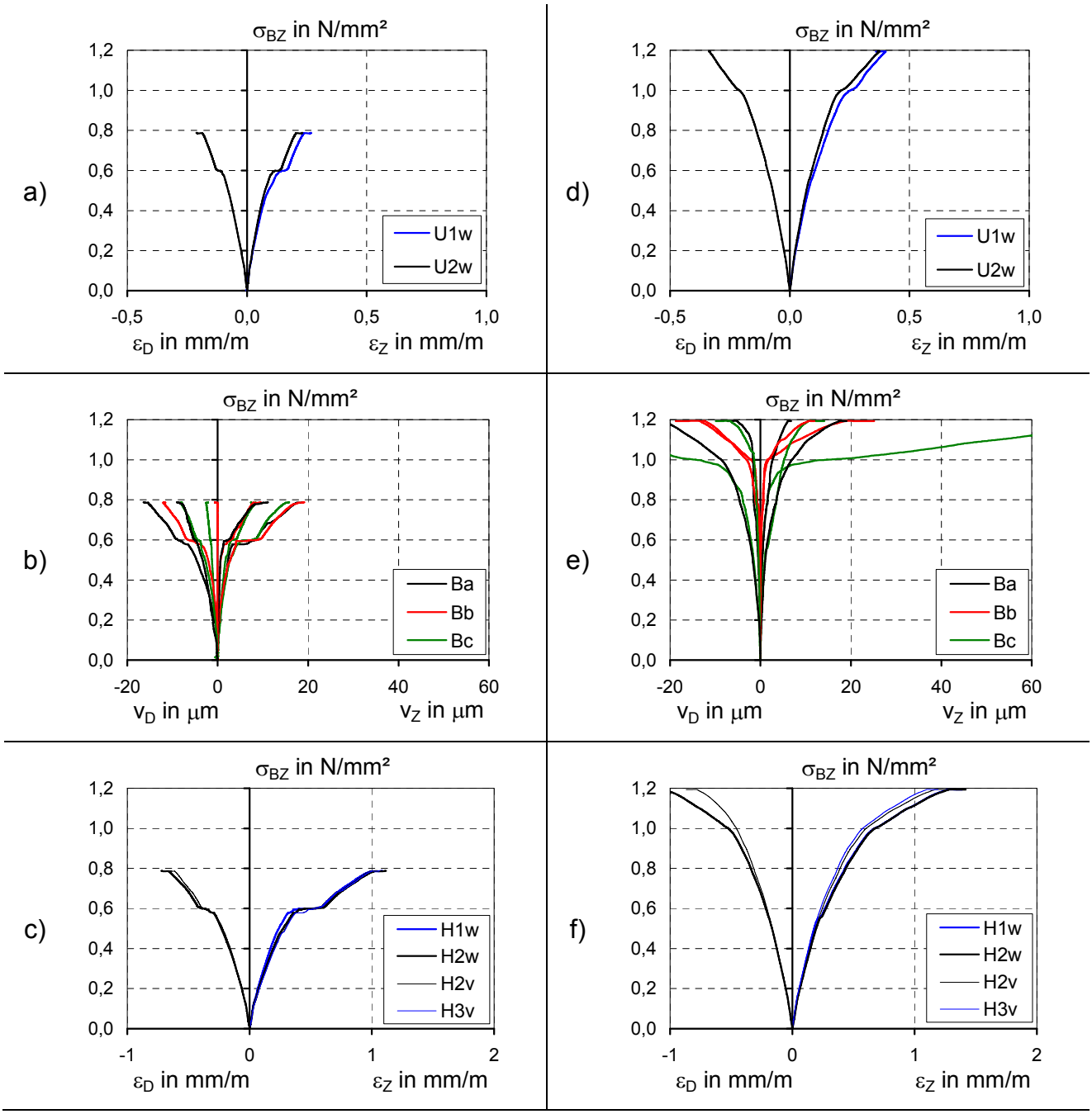
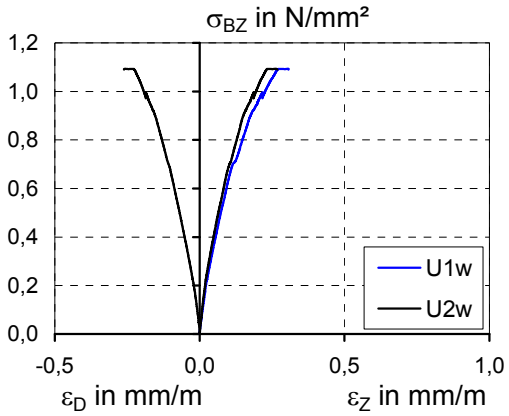
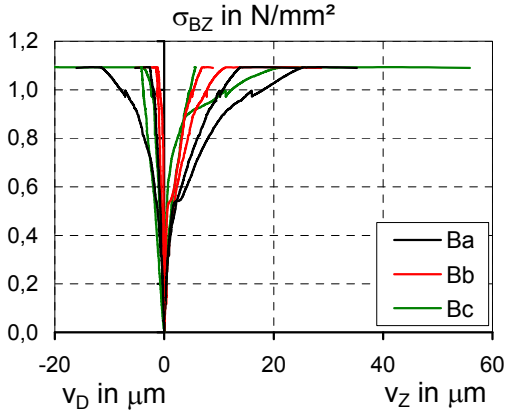


Bild E67: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KHLzd / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E56

a)



b)



c)

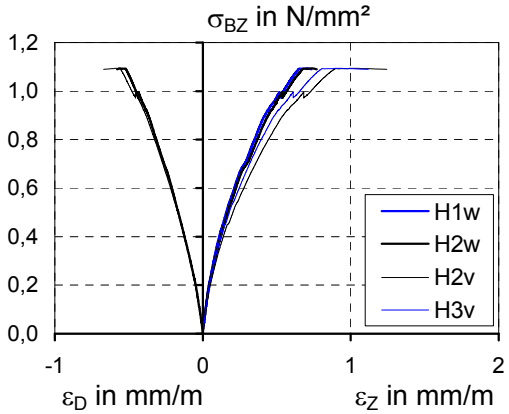


Bild E68: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse KHLzd / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen uv
PK 3 a) - c) – Messstellen s. Bild E56

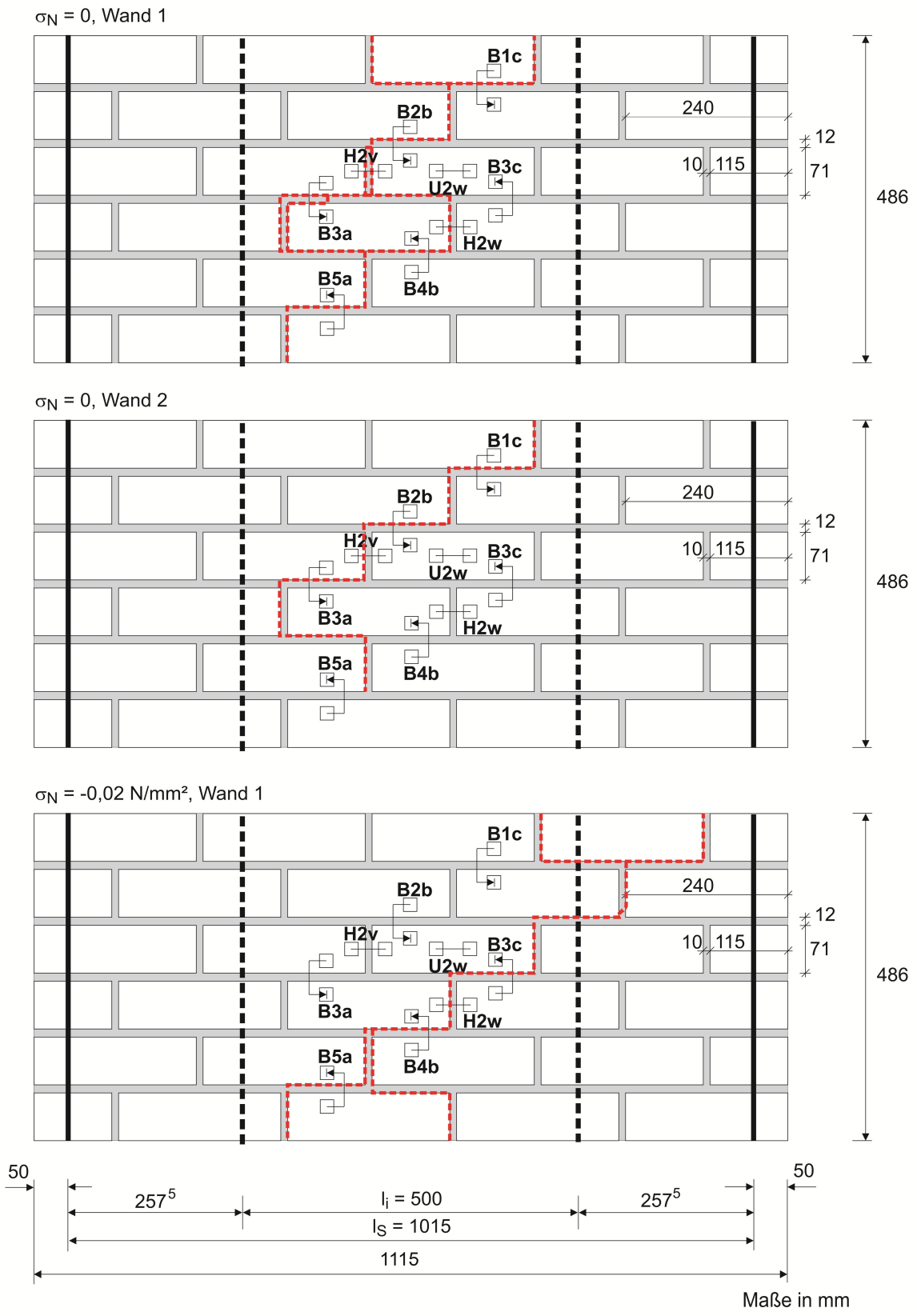


Bild E69: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
VMzc / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen vm
Versuche mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

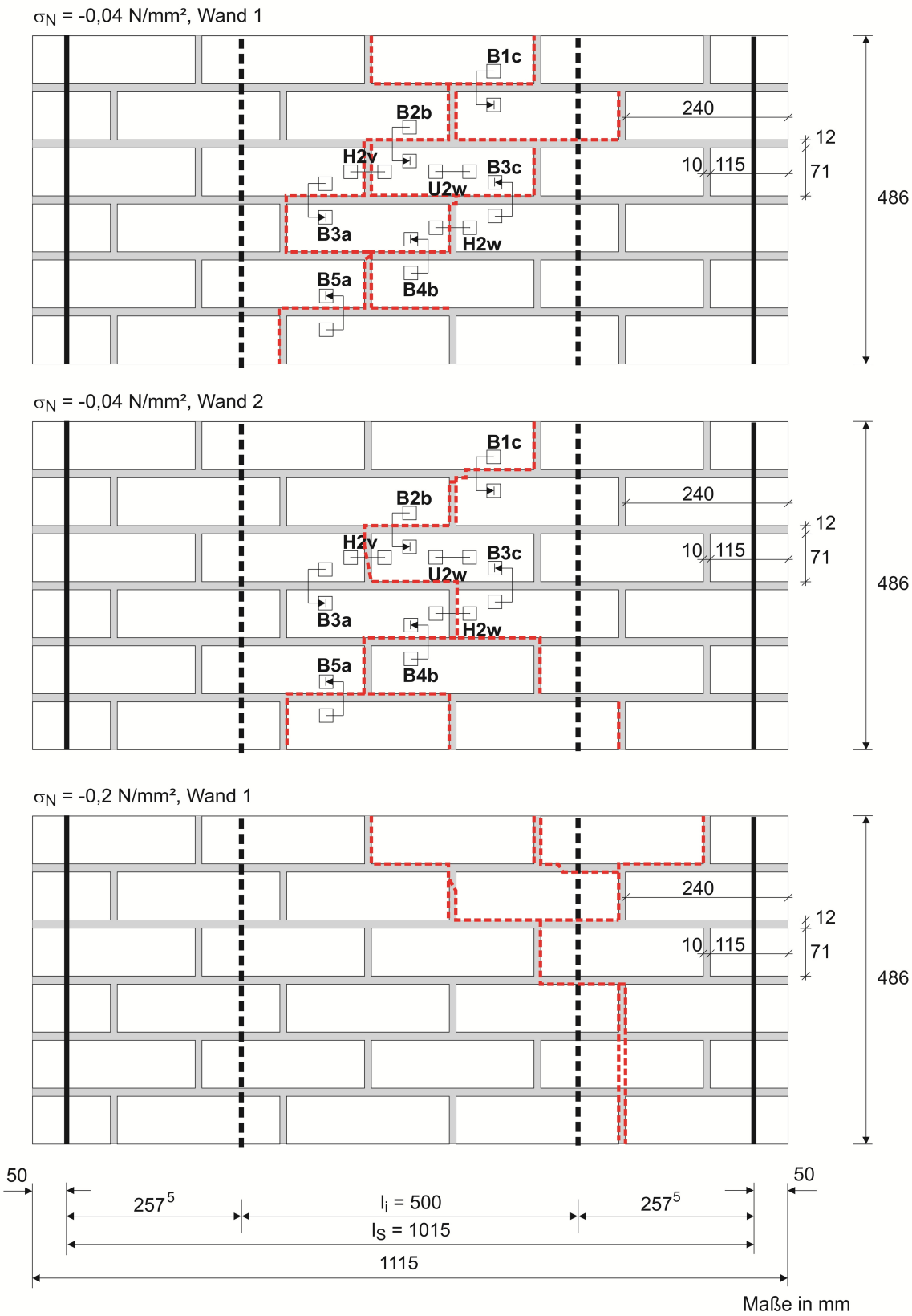


Bild E70: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
VMzc / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen vm
Versuche mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

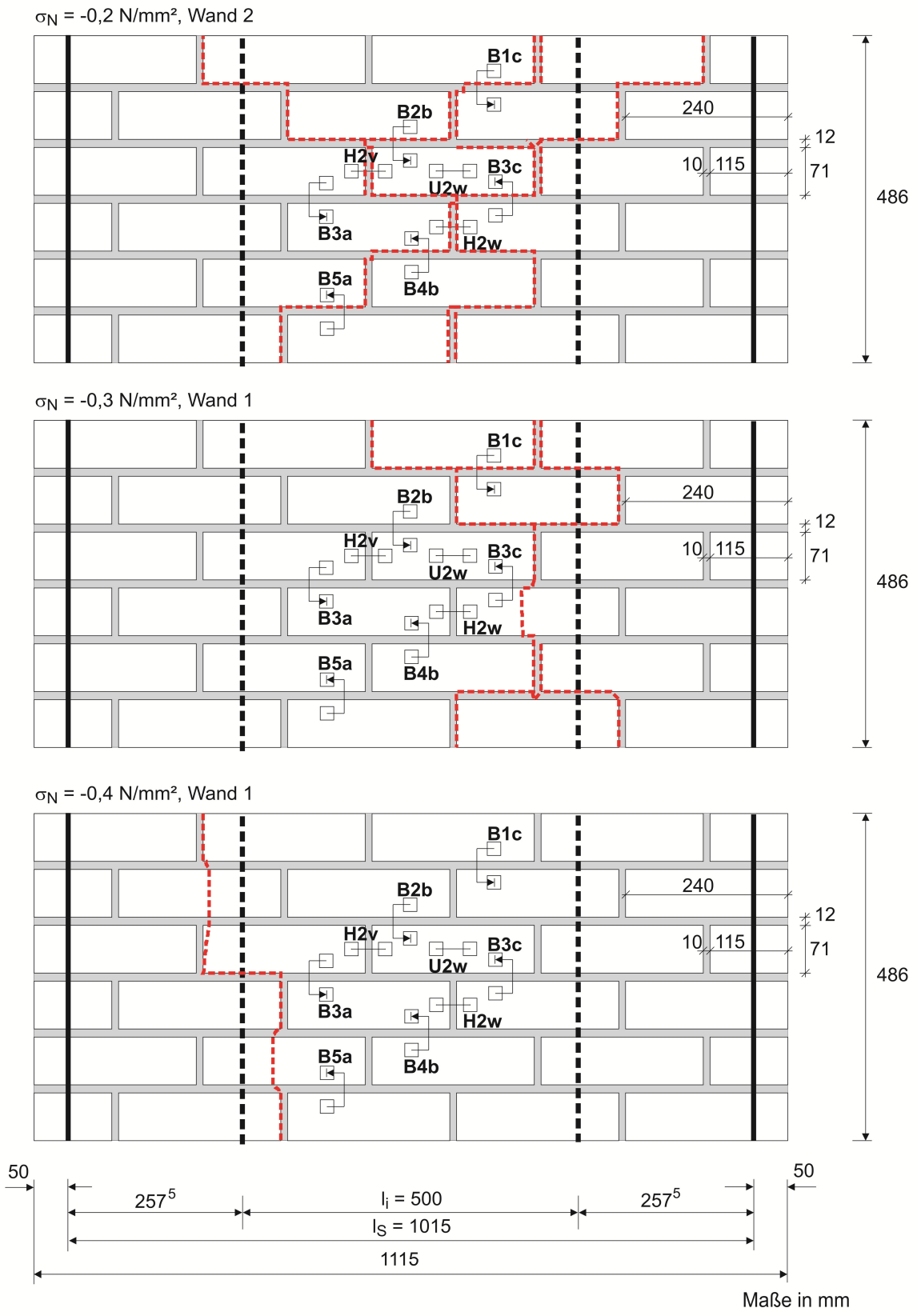


Bild E71: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
VMzc / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen vm
Versuche mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

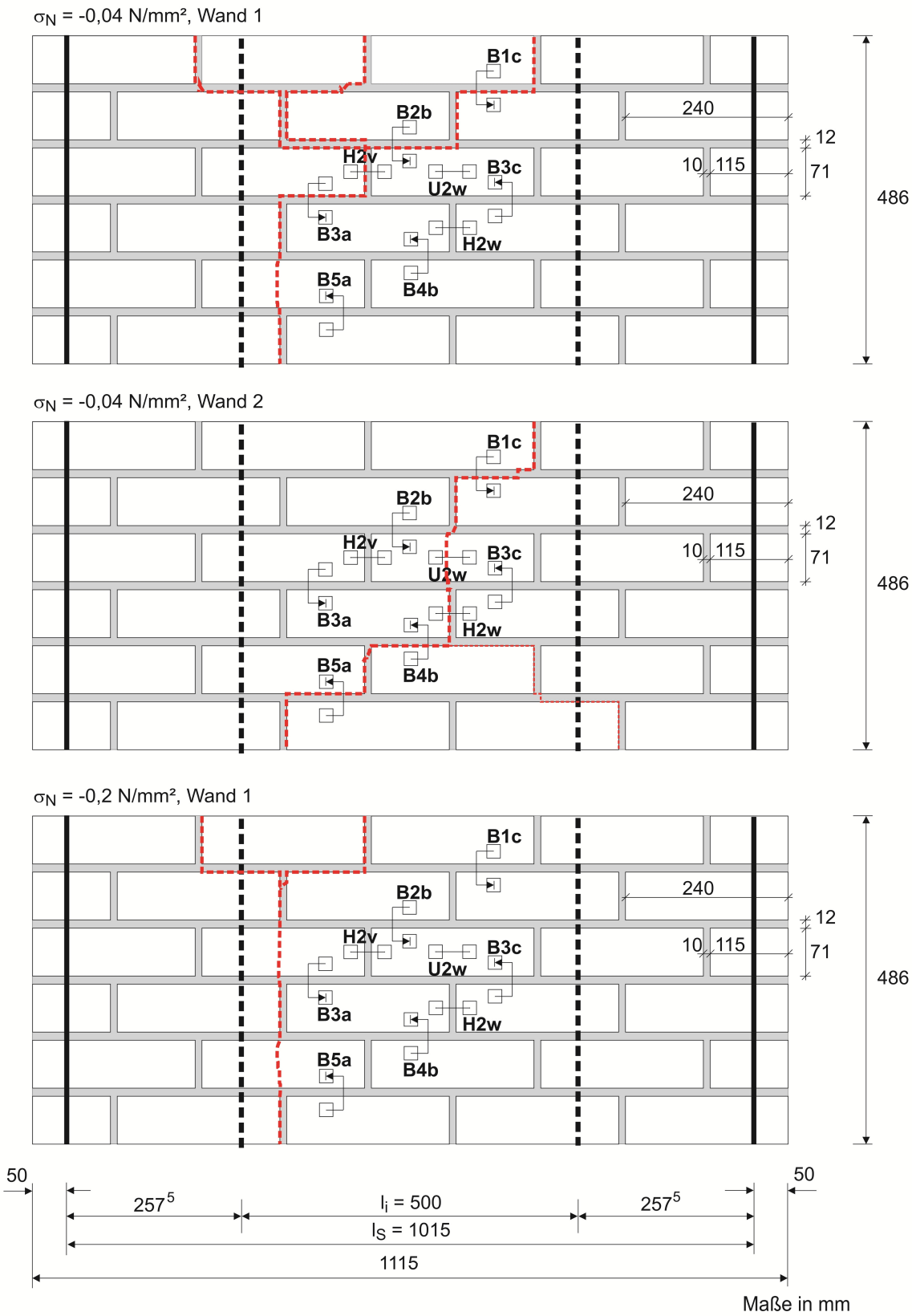


Bild E72: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KHlzd / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen vm
Versuche mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

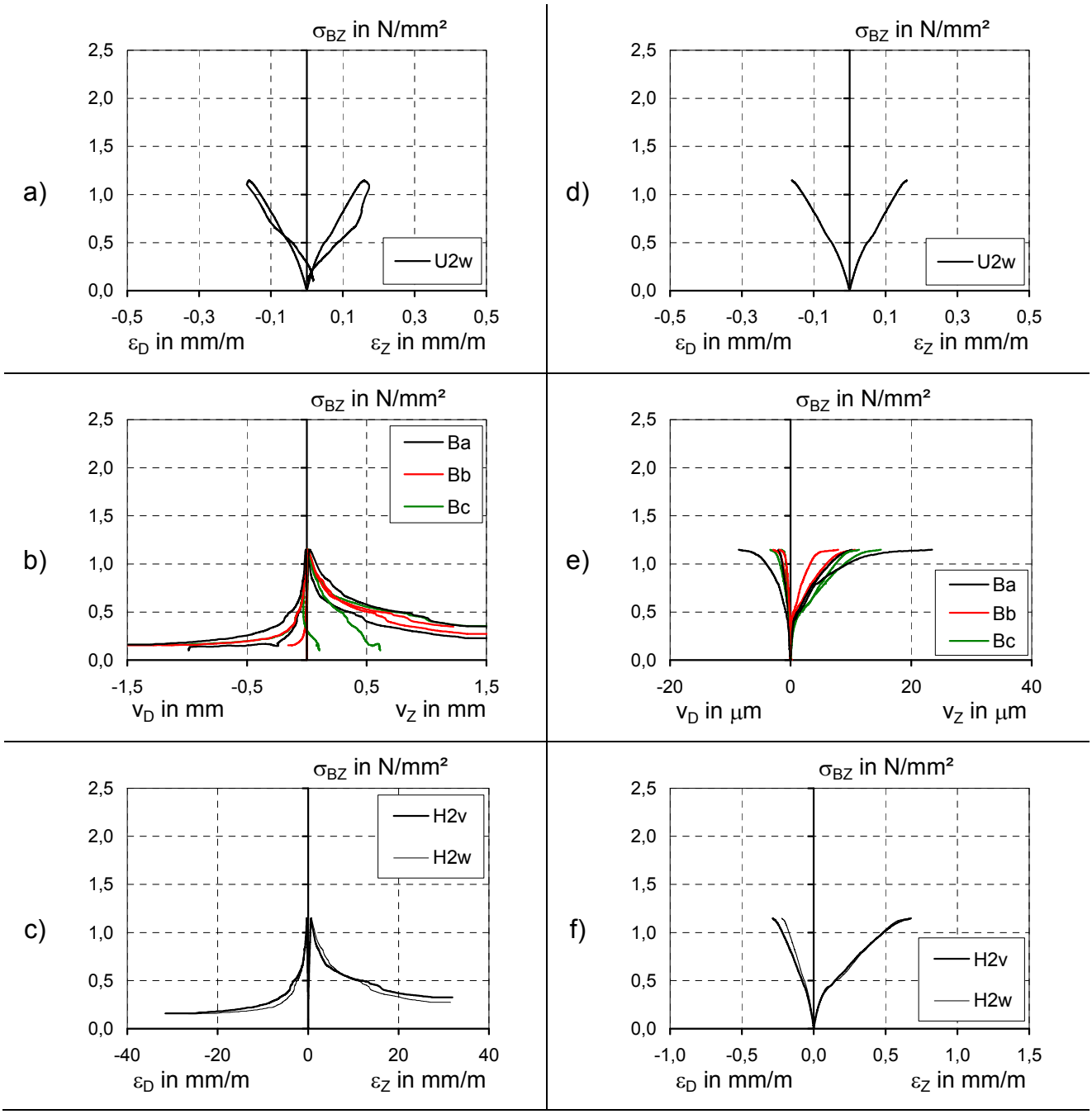


Bild E73: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit $\sigma_N = 0$
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0-1 ($\sigma_N = 0$) – Messstellen s. Bild E69
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

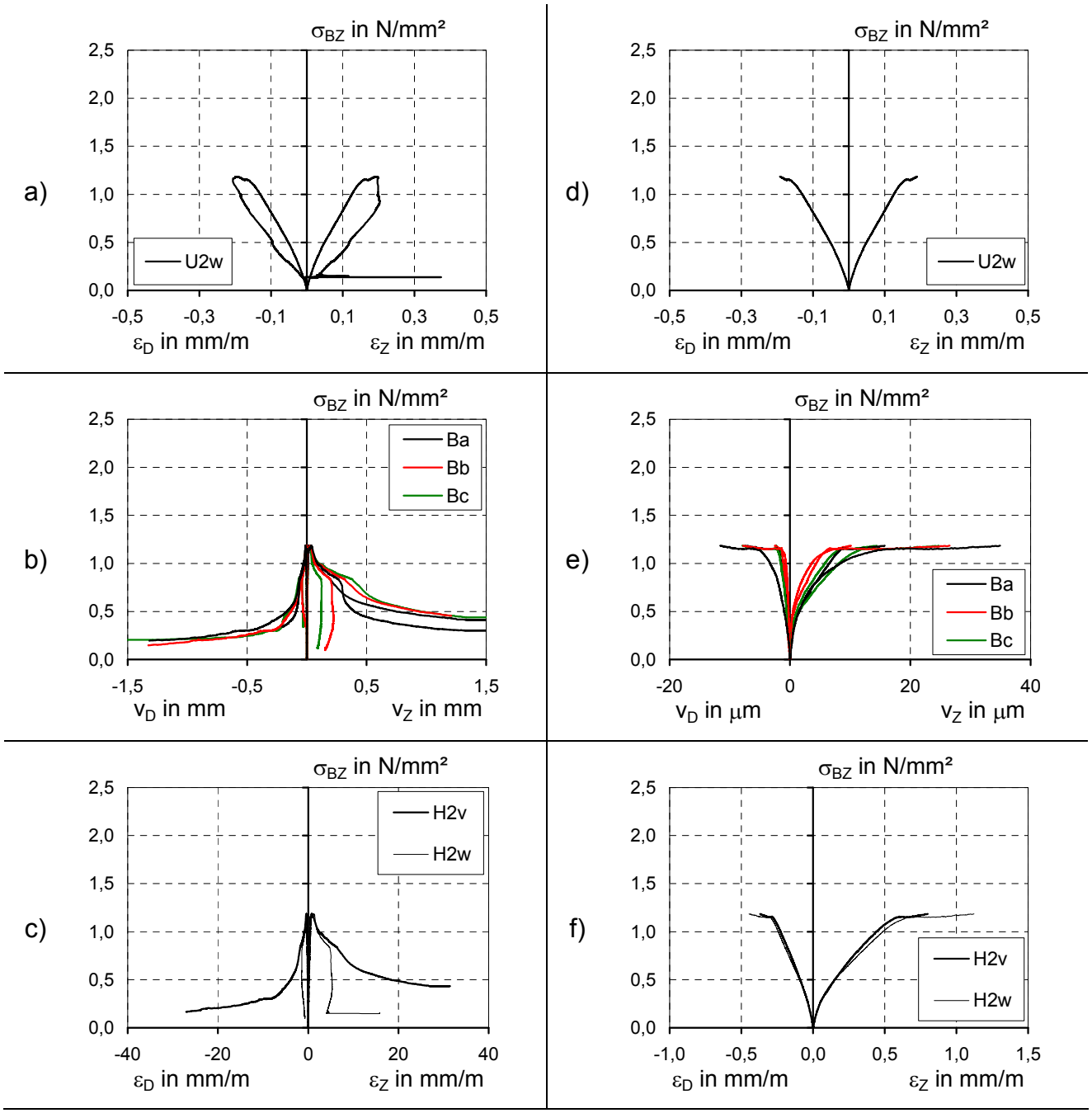


Bild E74: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit $\sigma_N = 0$
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0-2 – Messstellen s. Bild E69
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

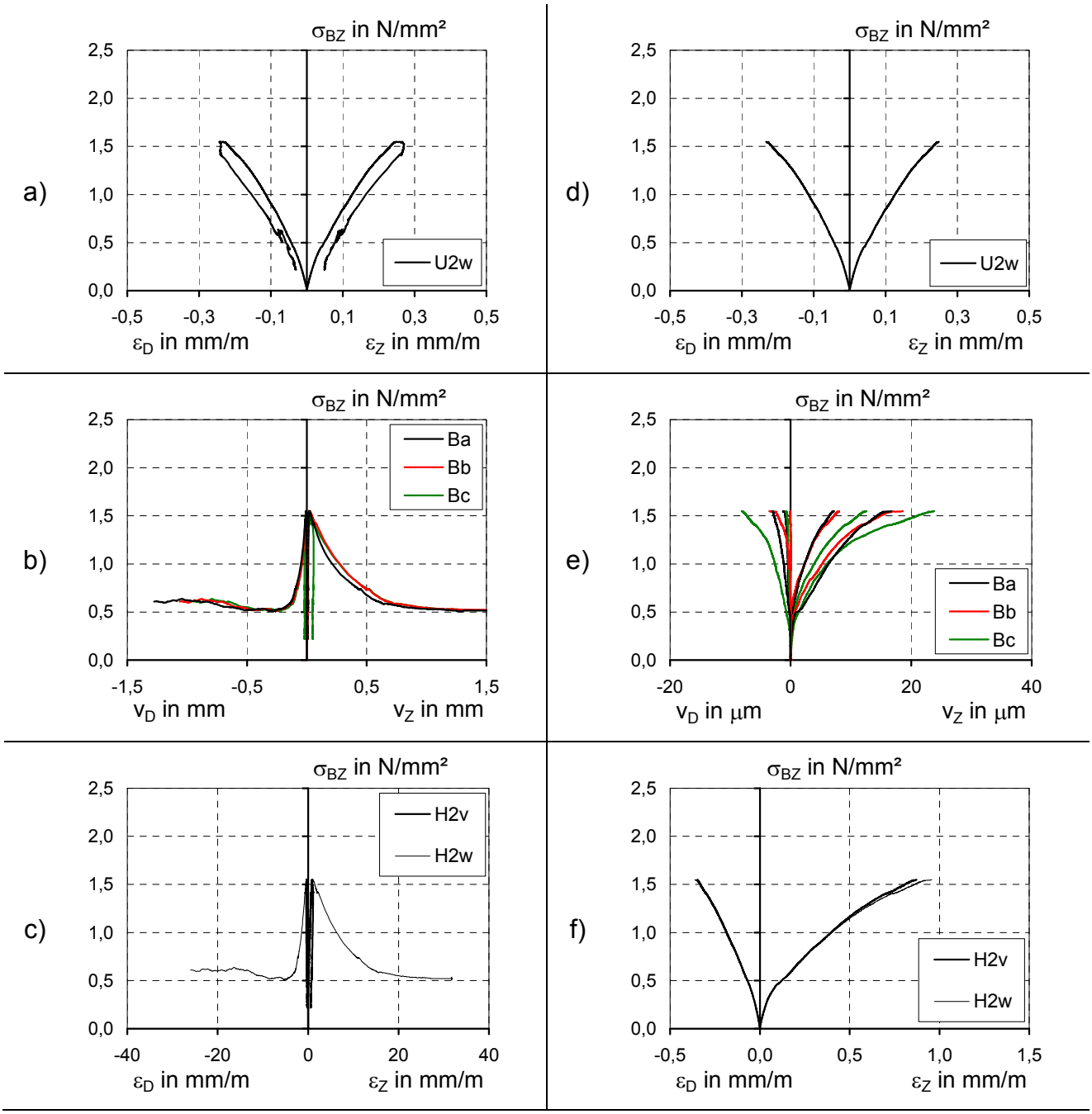


Bild E75: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,02 N/mm²
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0,02-1 – Messstellen s. Bild E69
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

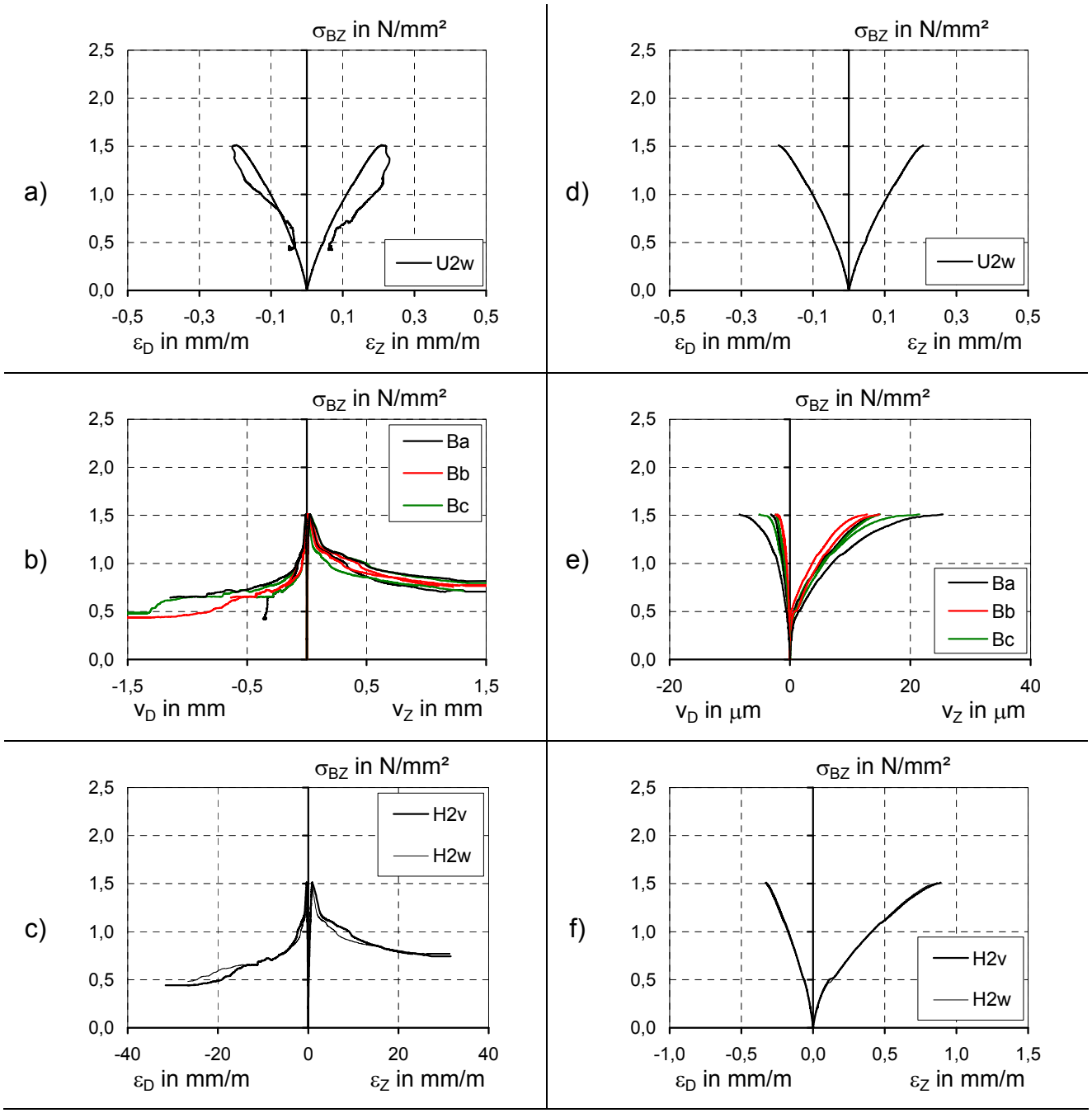


Bild E76: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,04 N/mm²
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0,04-1 – Messstellen s. Bild E70
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

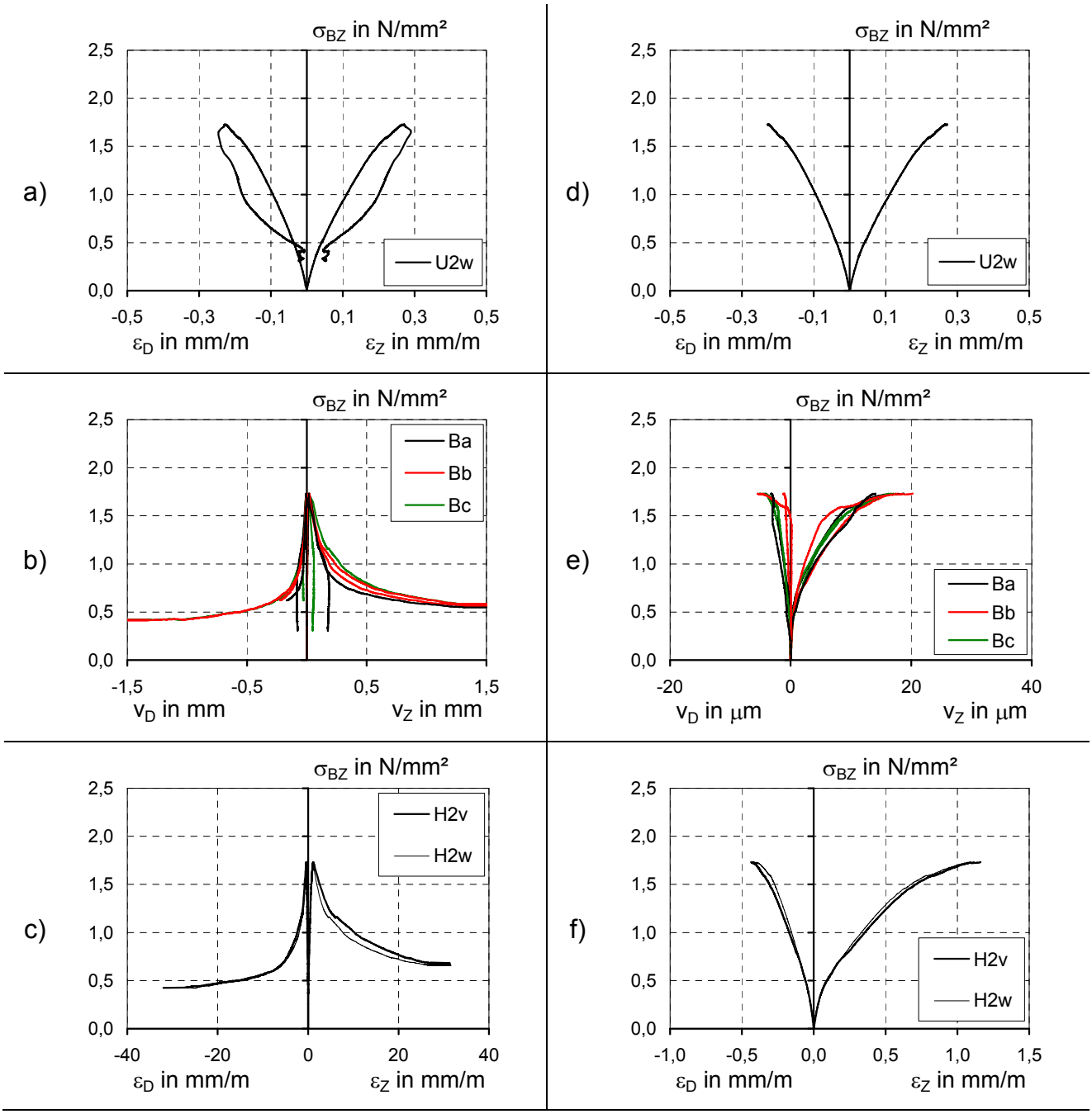


Bild E77: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,04 N/mm²
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
Versuchsergebnisse PK 0,04-2 – Messstellen s. Bild E70
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

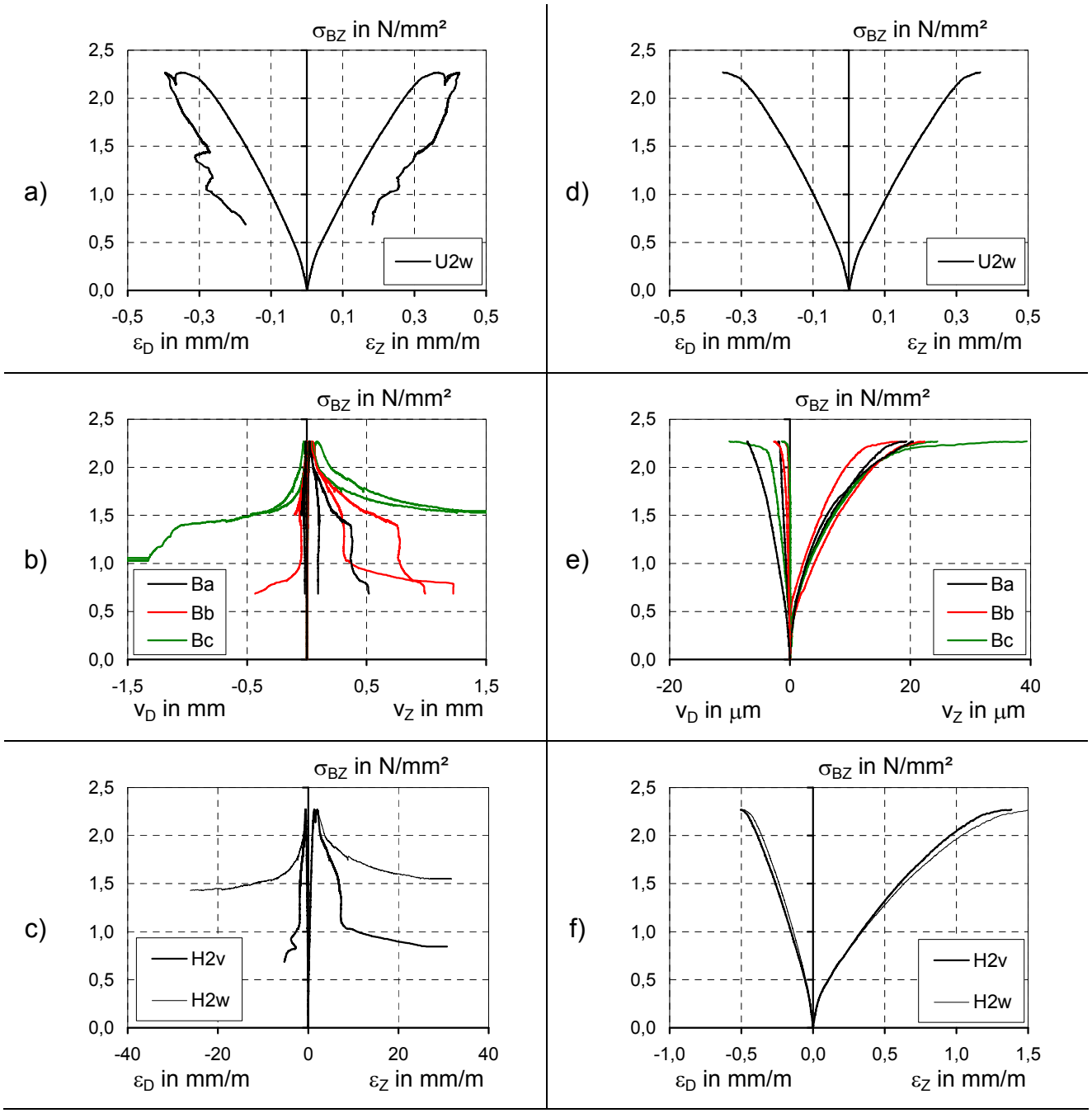


Bild E78: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,2 N/mm²
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0,2-2 – Messstellen s. Bild E71
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast
(bei Prüfkörper PK 0,2-1 Messwerterfassung defekt)

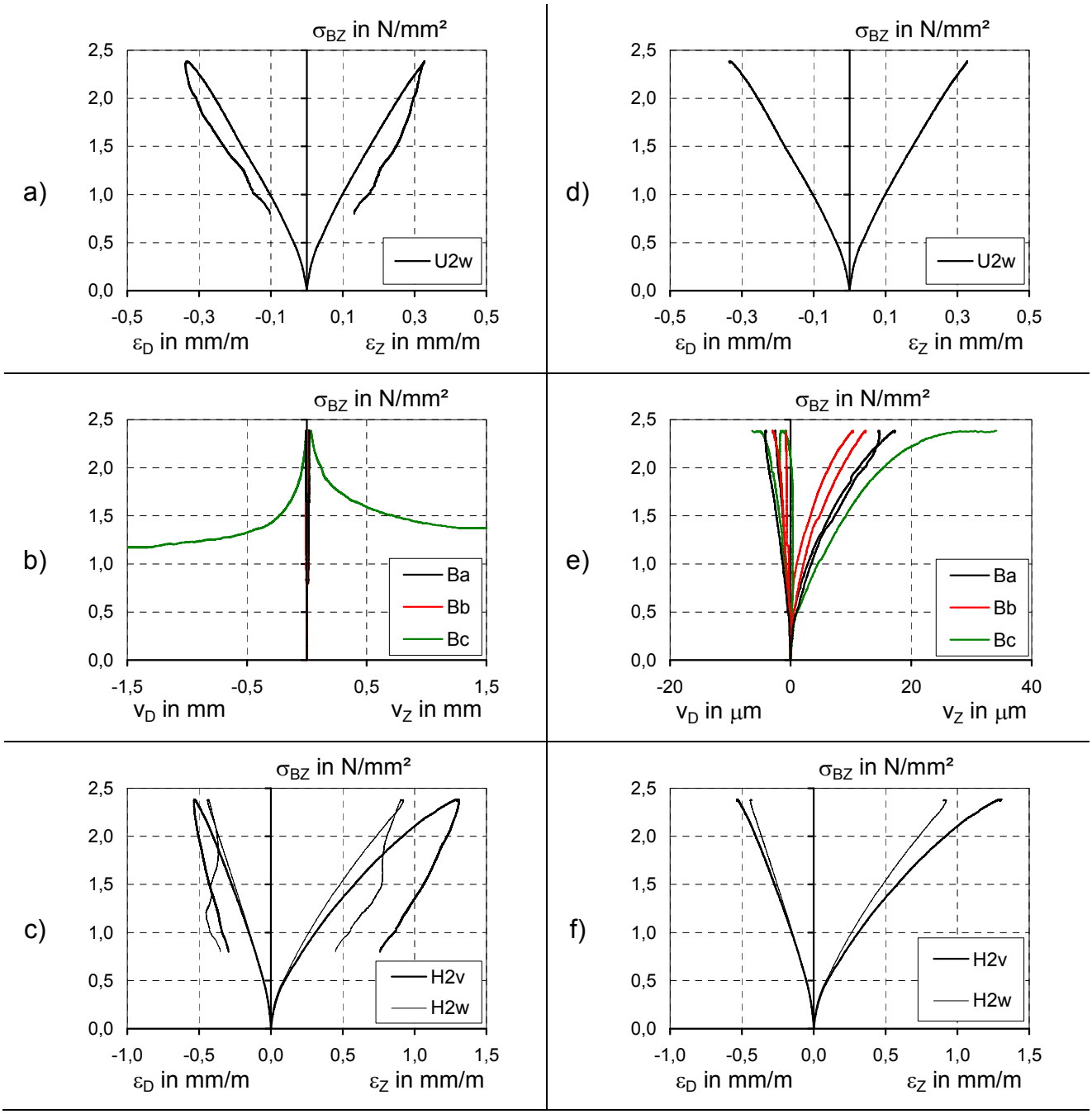


Bild E79: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,3 N/mm²
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0,3-1 – Messstellen s. Bild E71
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

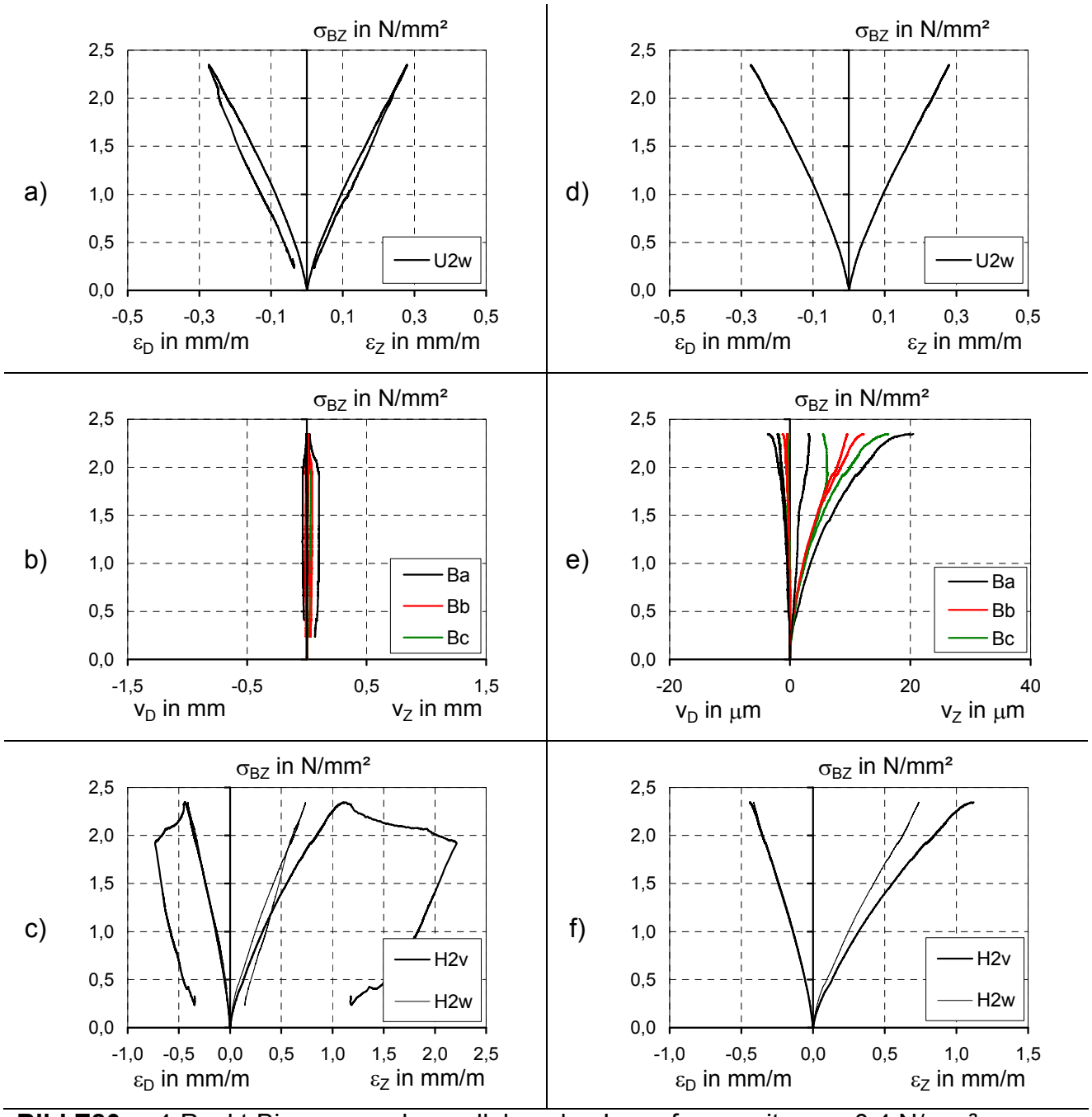


Bild E80: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,4 N/mm²
VMzc / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0,4-1 – Messstellen s. Bild E71
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

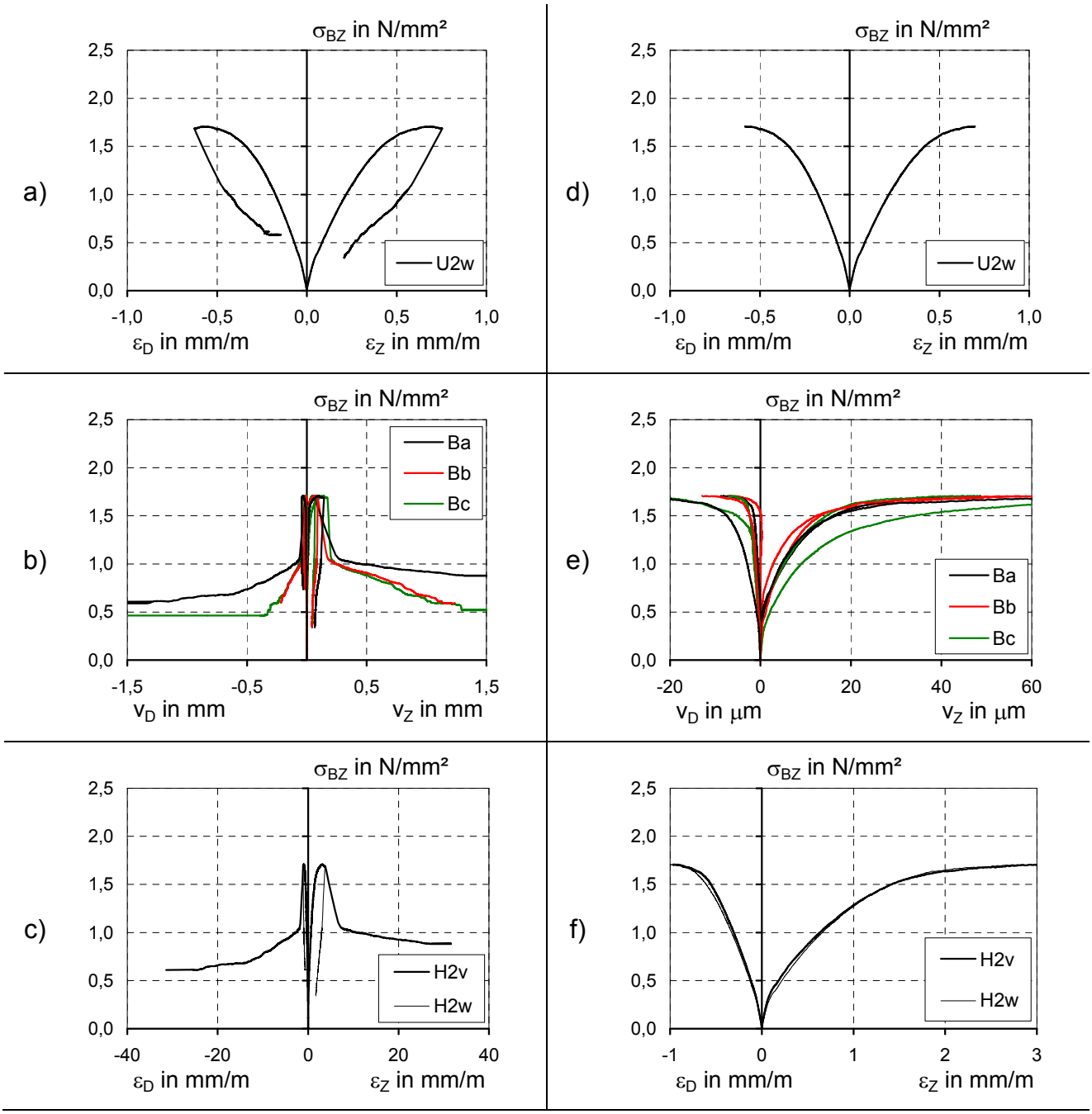


Bild E81: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,04 N/mm²
KHlzd / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0,04-1 – Messstellen s. Bild E72
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

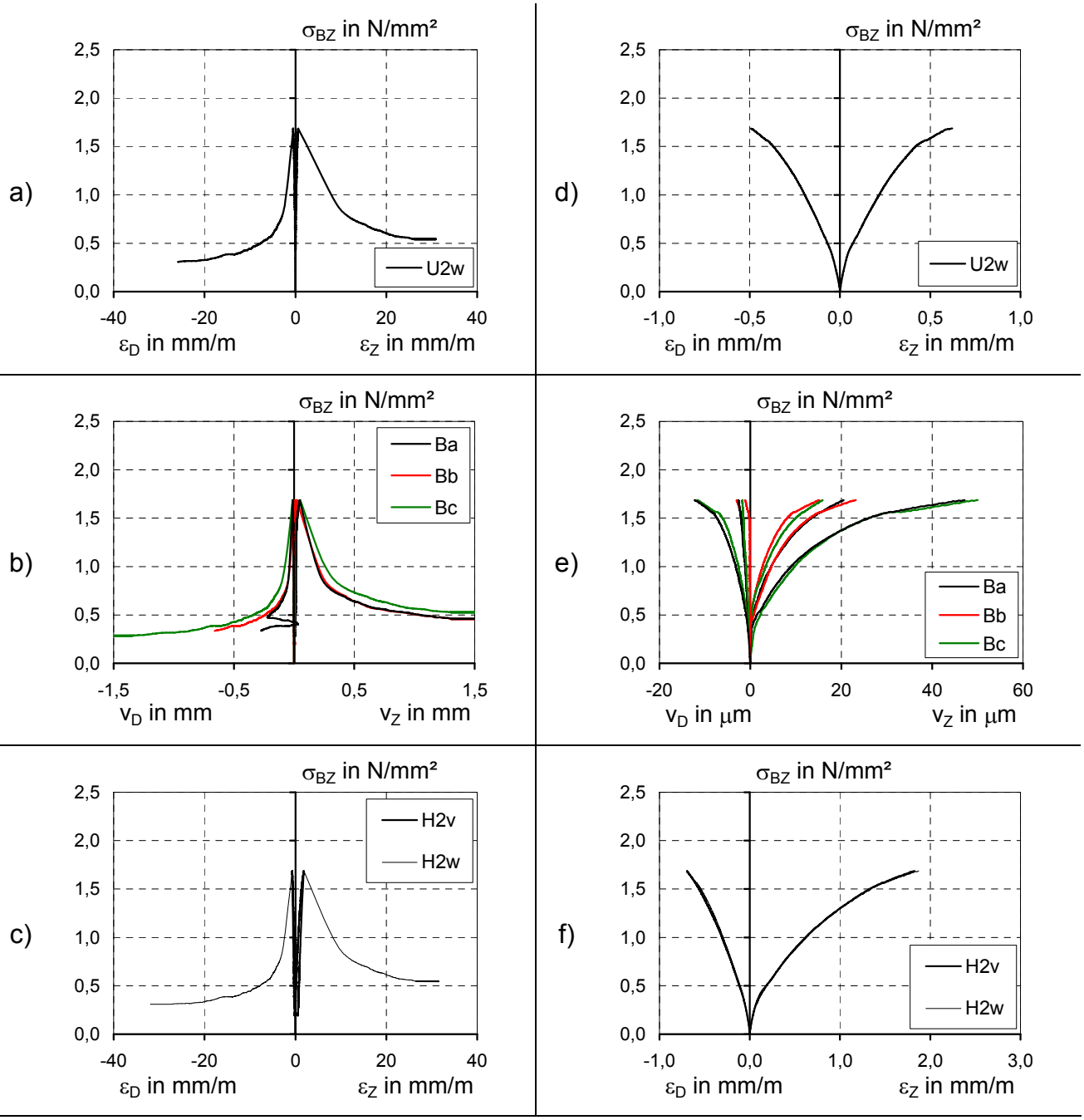


Bild E82: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,04 N/mm²
KHlzd / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0,04-2 – Messstellen s. Bild E72
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

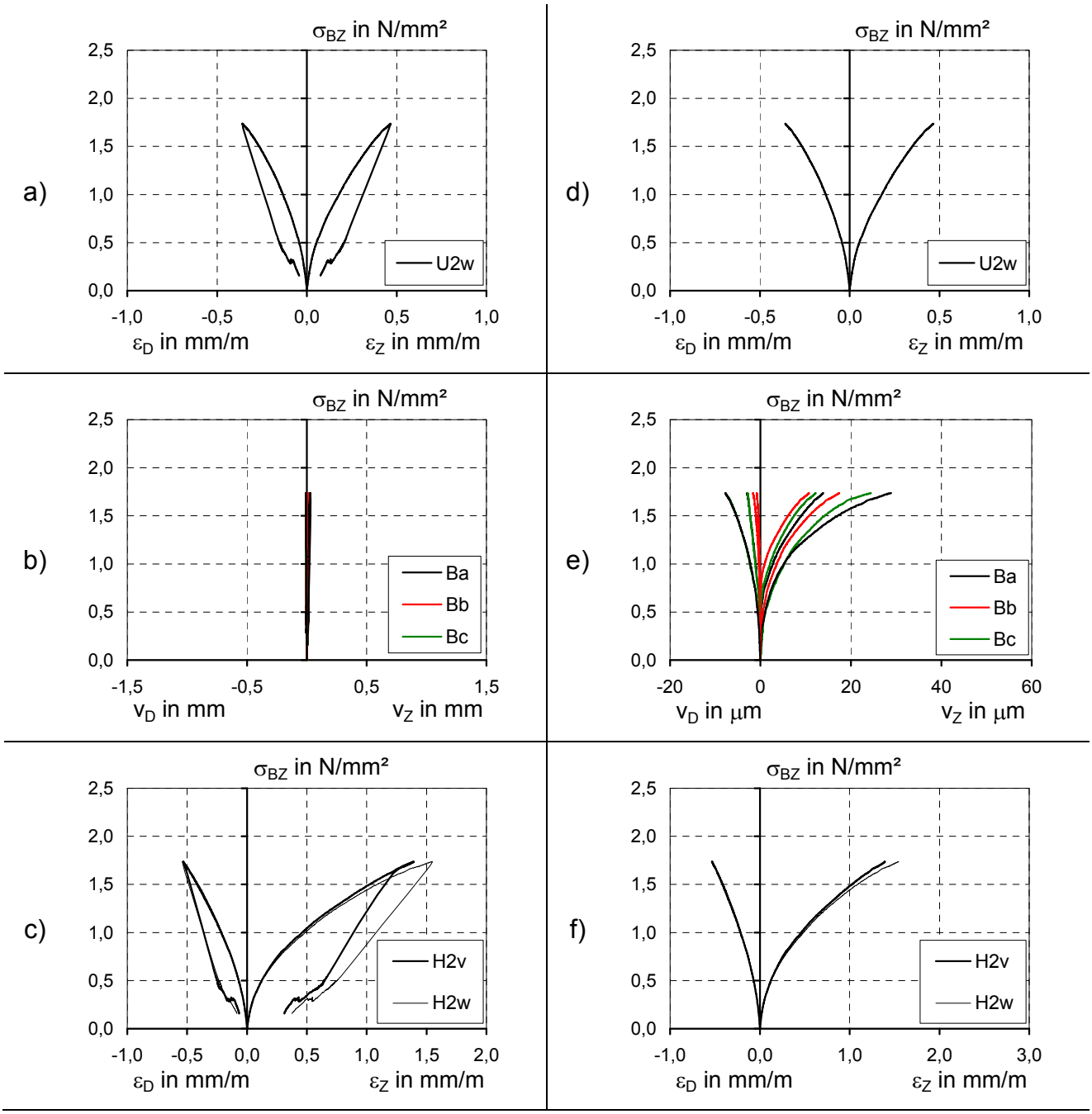


Bild E83: 4-Punkt-Biegeversuch parallel zu den Lagerfugen mit σ_N = -0,2 N/mm²
KHlzd / NMb - ü = 115 mm - Stoßfugen vm
PK 0,2-1 – Messstellen s. Bild E72
a) – c) vollständige Kurvenverläufe, d) – f) bis Maximallast

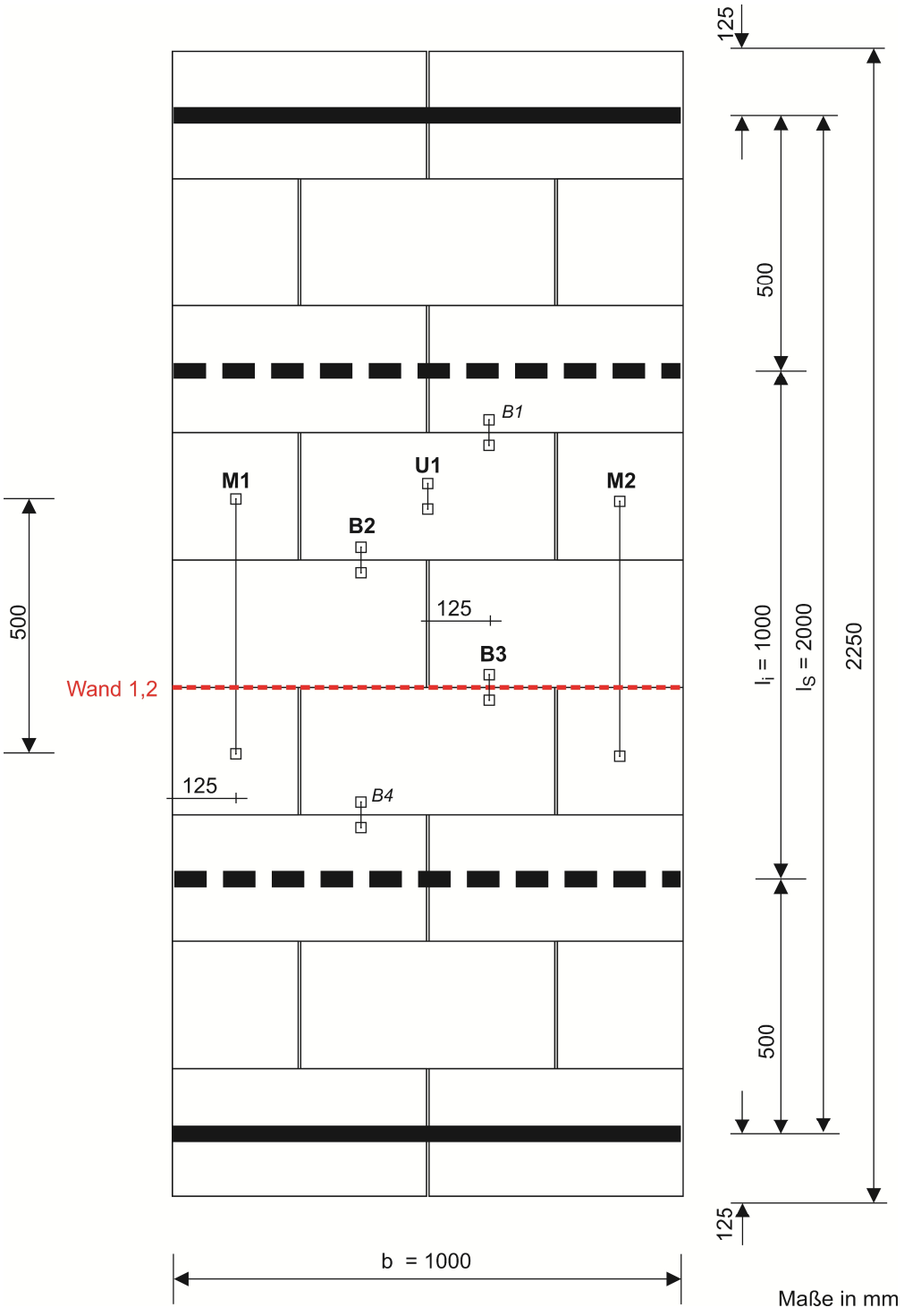


Bild E84: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / DMb - ü = 250 mm / Stoßfugen uv

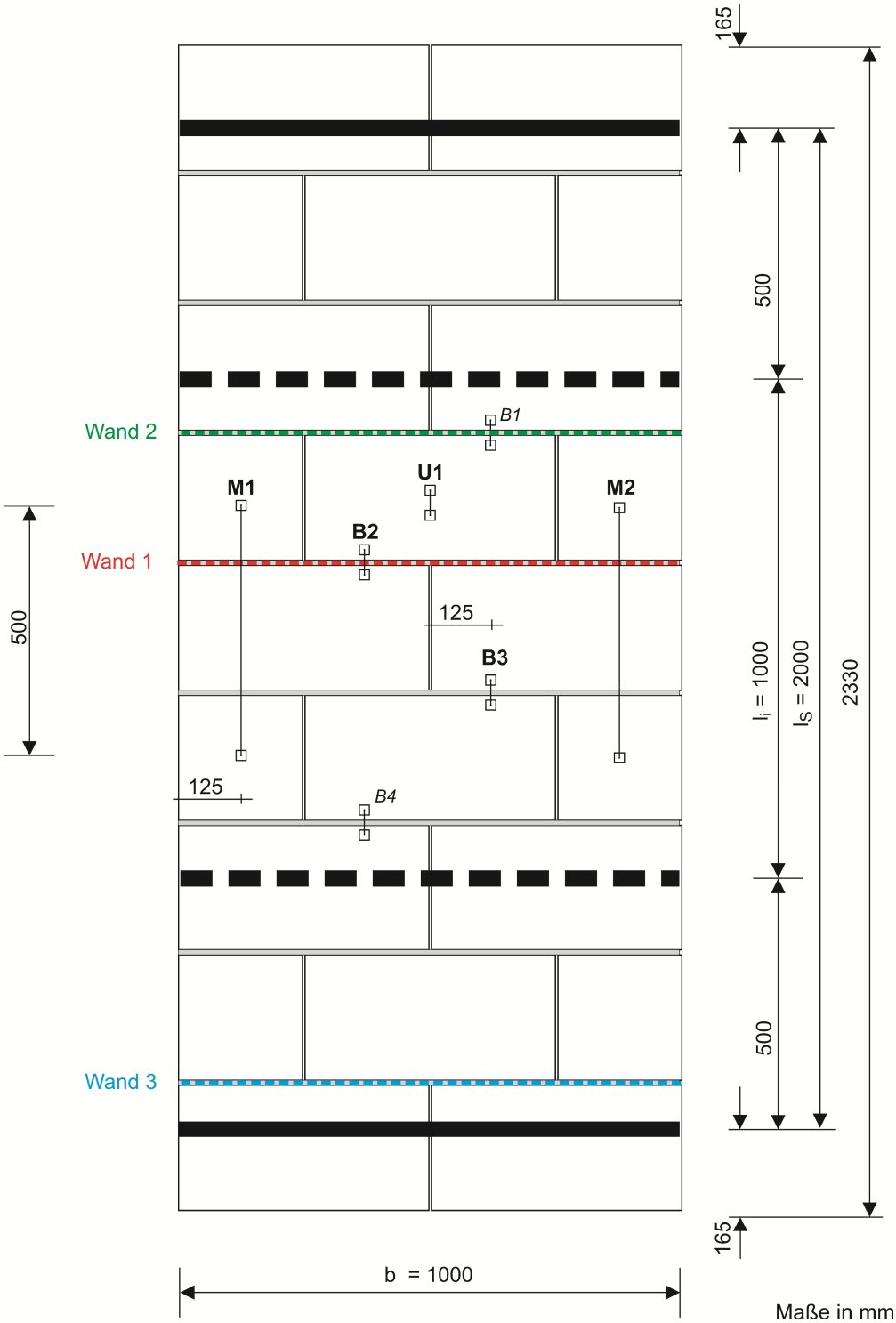


Bild E85: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / NMa - ü = 250 mm / Stoßfugen uv

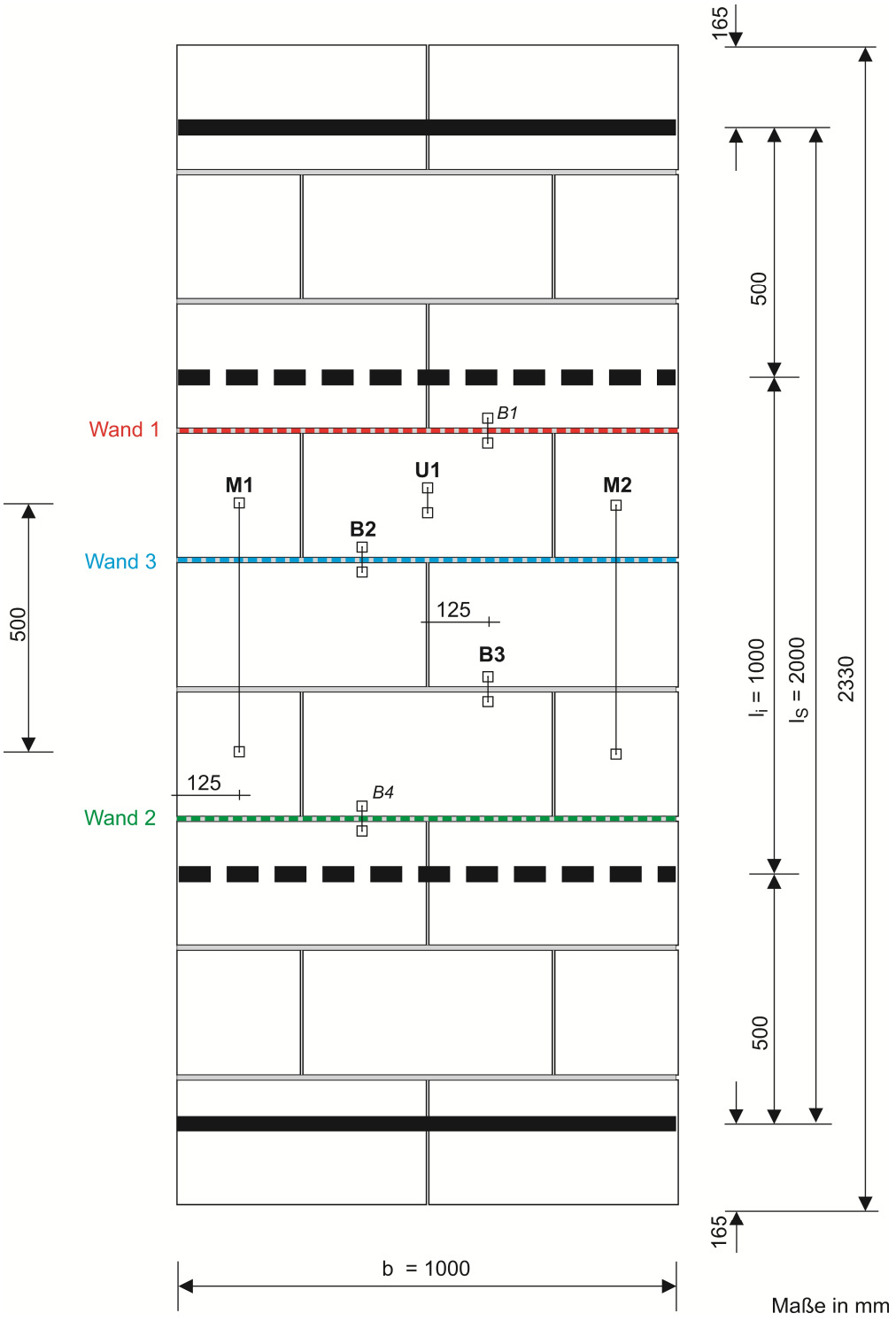
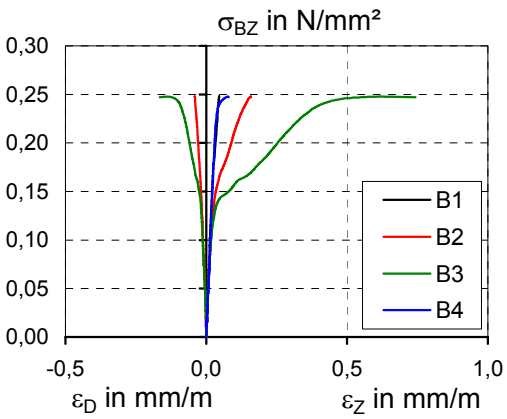
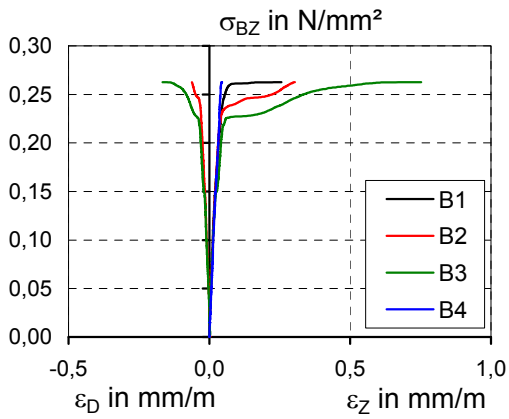


Bild E86: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KSe / NMa´ (Nachversuche) - ü = 250 mm / Stoßfugen uv

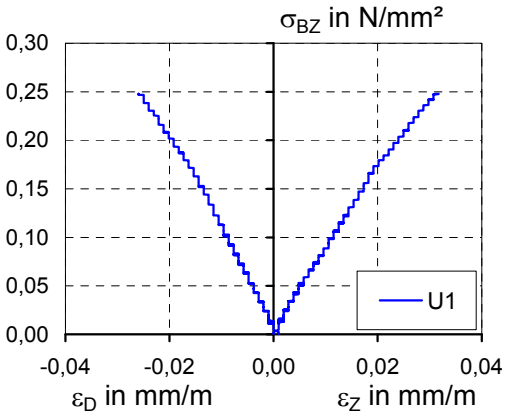
a)



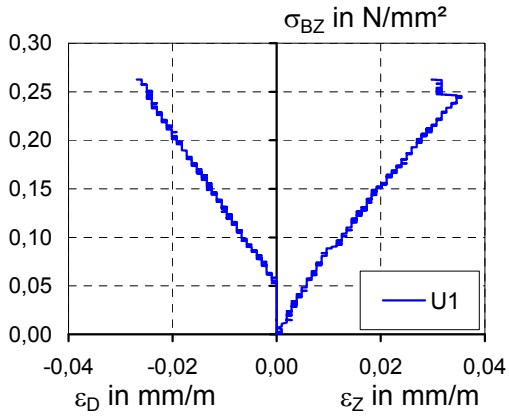
d)



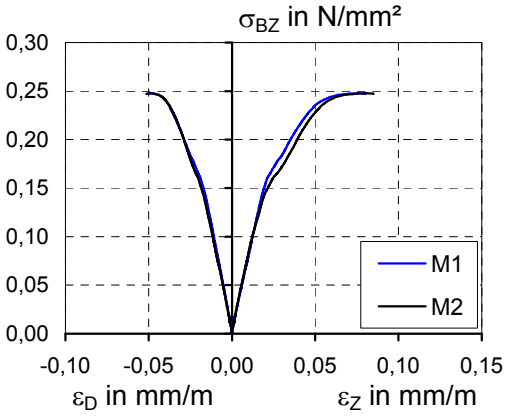
b)



e)



c)



f)

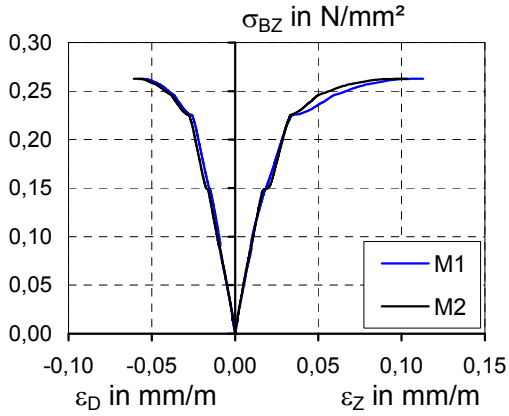


Bild E87: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / DMb - ü = 250 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E84

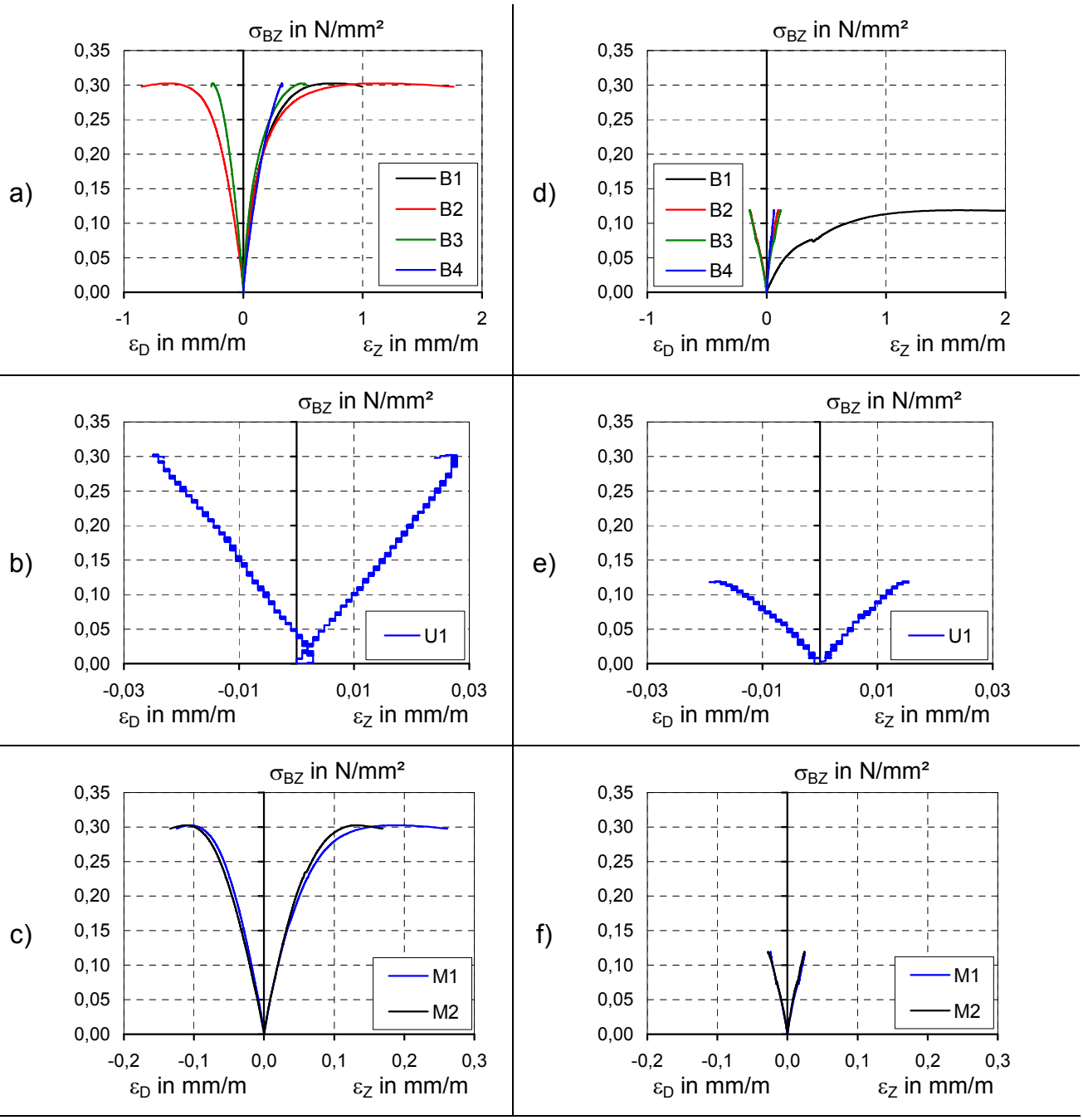
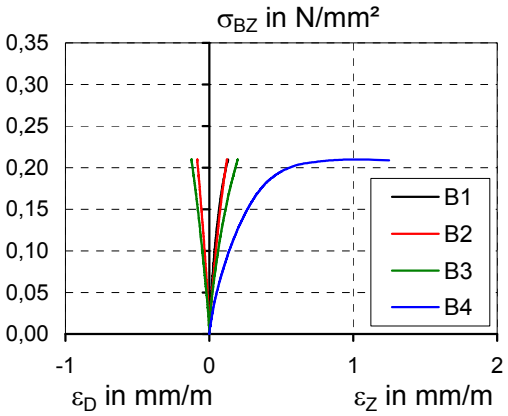
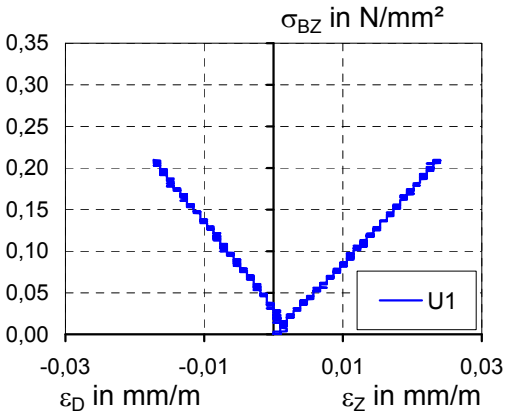


Bild E88: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / NMa - ü = 250 mm - Stoßfugen uv
PK 1 a) - c), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E85

a)



b)



c)

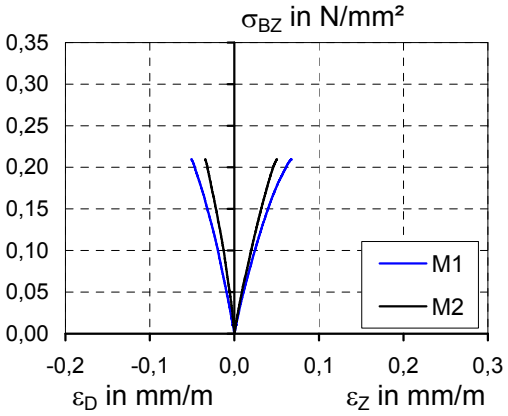
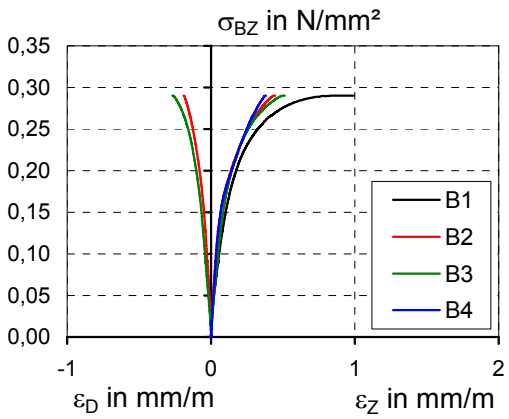
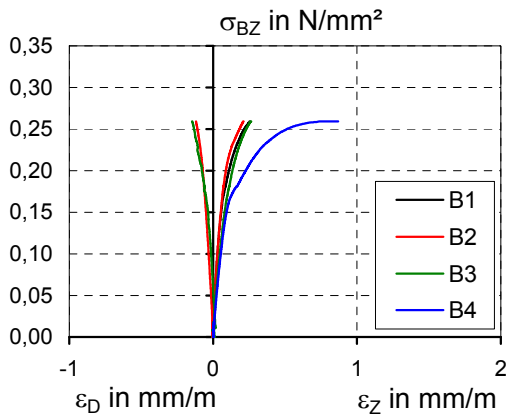


Bild E89: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / NMa - ü = 250 mm - Stoßfugen uv
PK 3 a) - c) – Messstellen s. Bild E85

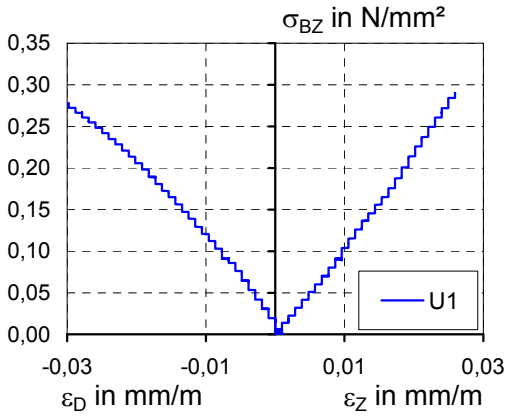
a)



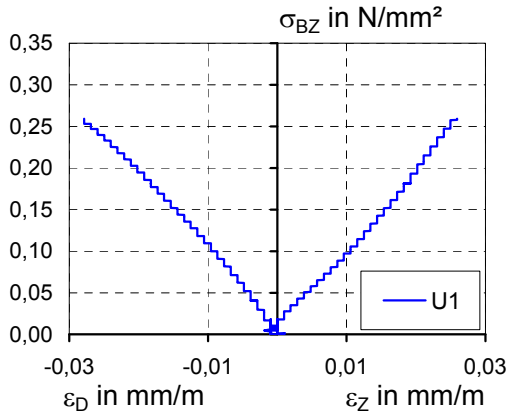
d)



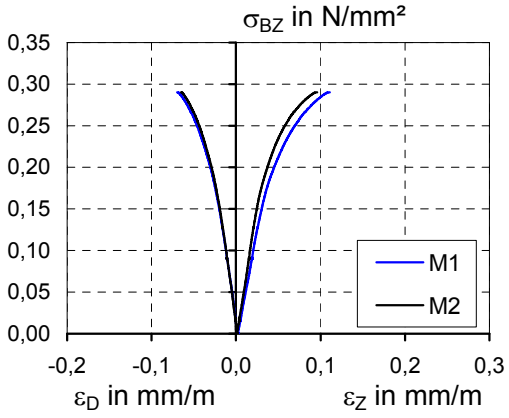
b)



e)



c)



f)

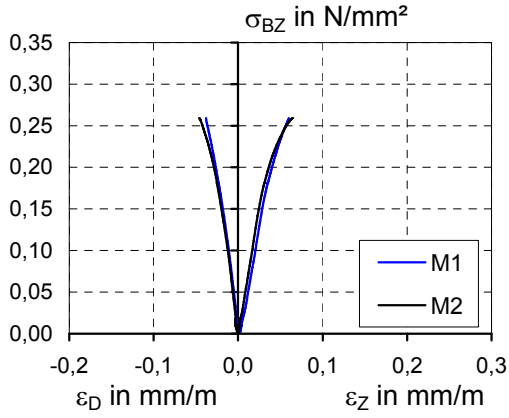
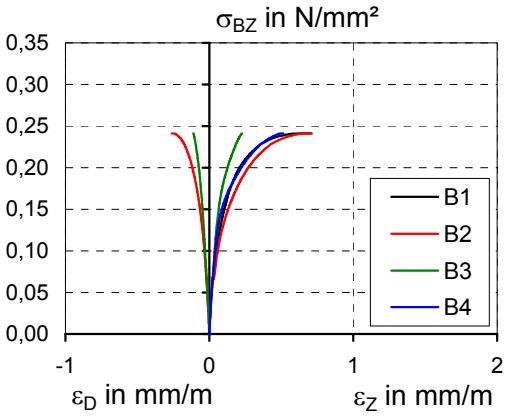
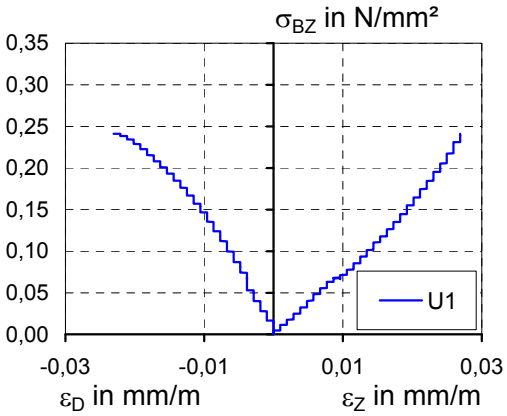


Bild E90: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / NMa´ - ü = 250 mm, Stoßfugen uv
PK 1 a) - c)), PK 2 d) – f) – Messstellen s. Bild E86
Nachversuche

a)



b)



c)

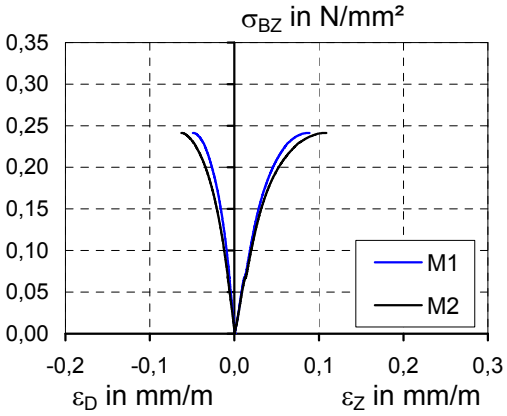


Bild E91: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse
KSe / NMa´ - ü = 250 mm, Stoßfugen uv
PK 3 a) - d) – Messstellen s. Bild E86
Nachversuche



Bild E92: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
VMzc / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen vm

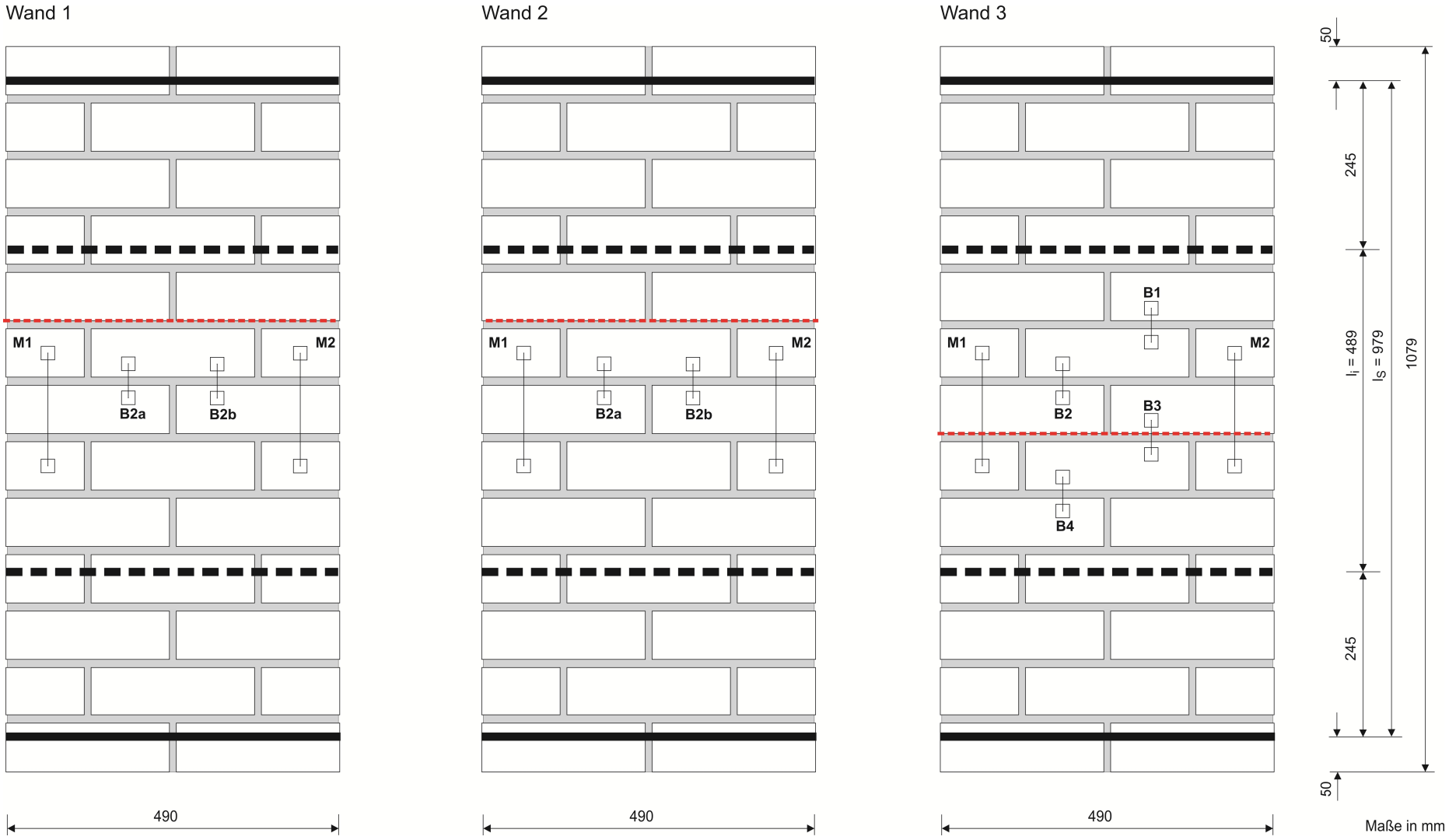


Bild E93: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KHLzd / NMb - ü = 115 mm / Stoßfugen vm



Bild E94: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen
Anordnung der Messstellen und Rissbild (Zugseite)
KHLzd / NMb - ü = 45 mm / Stoßfugen vm

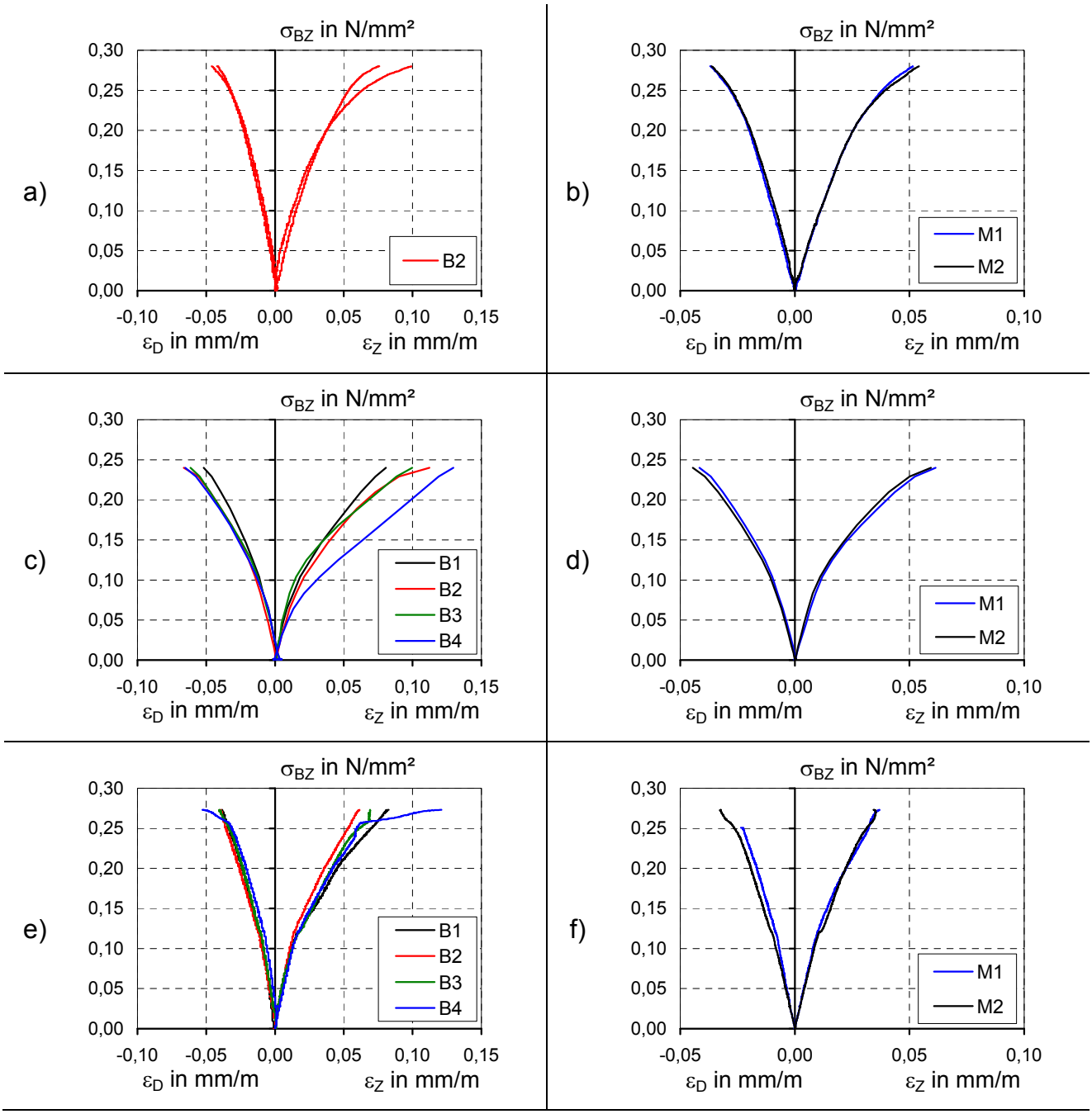


Bild E95: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse VMzc / NMb - ü = 115 mm, Stoßfugen vm
Versuchsergebnisse PK 1 a), b), PK 2 c), d), PK 3 e), f)
Messstellen s. Bild E92

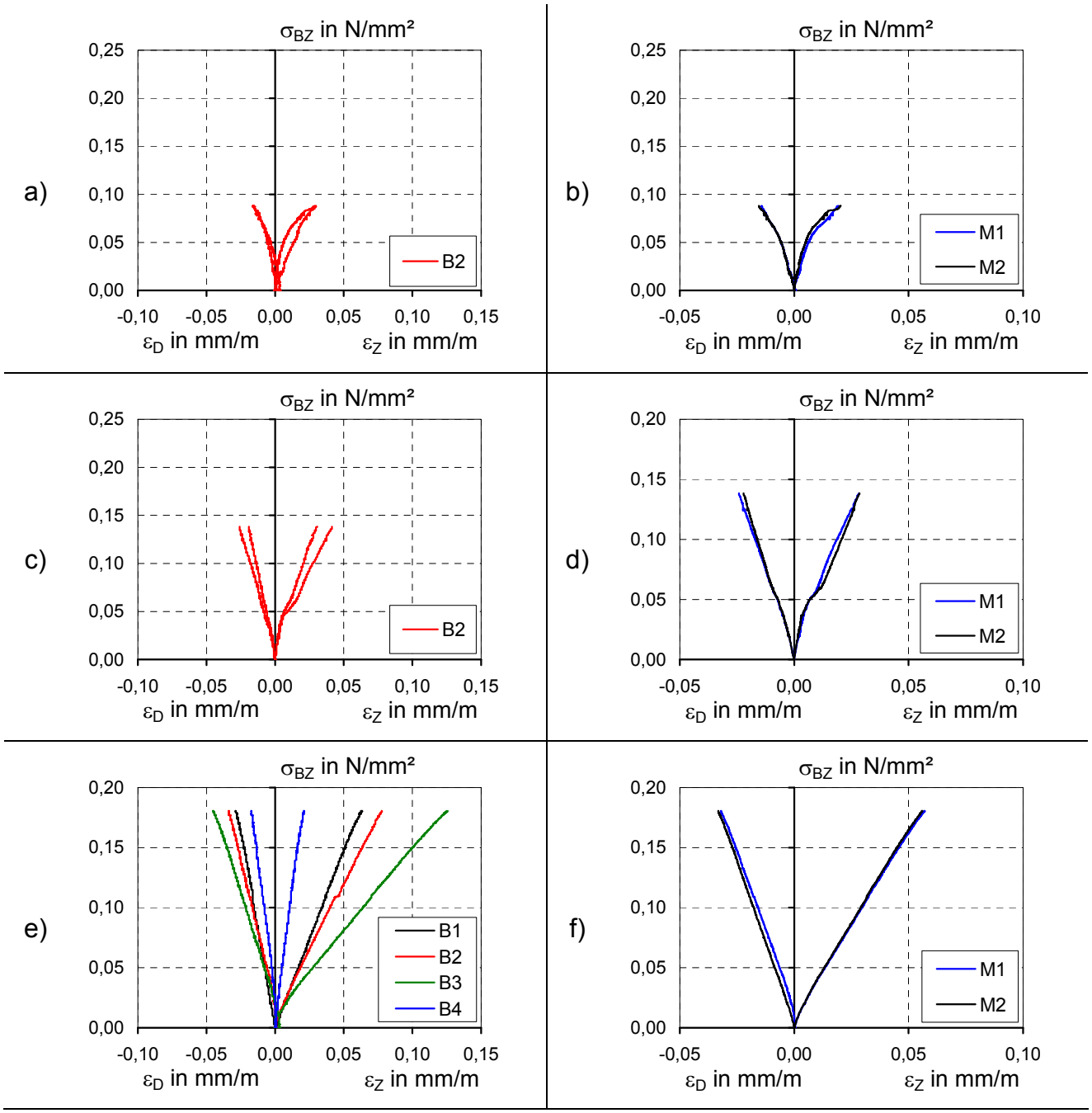


Bild E96: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse KHLzd / NMb - ü = 115 mm, Stoßfugen vm
Versuchsergebnisse PK 1 a), b), PK 2 c), d), PK 3 e), f)
Messstellen s. Bild E93

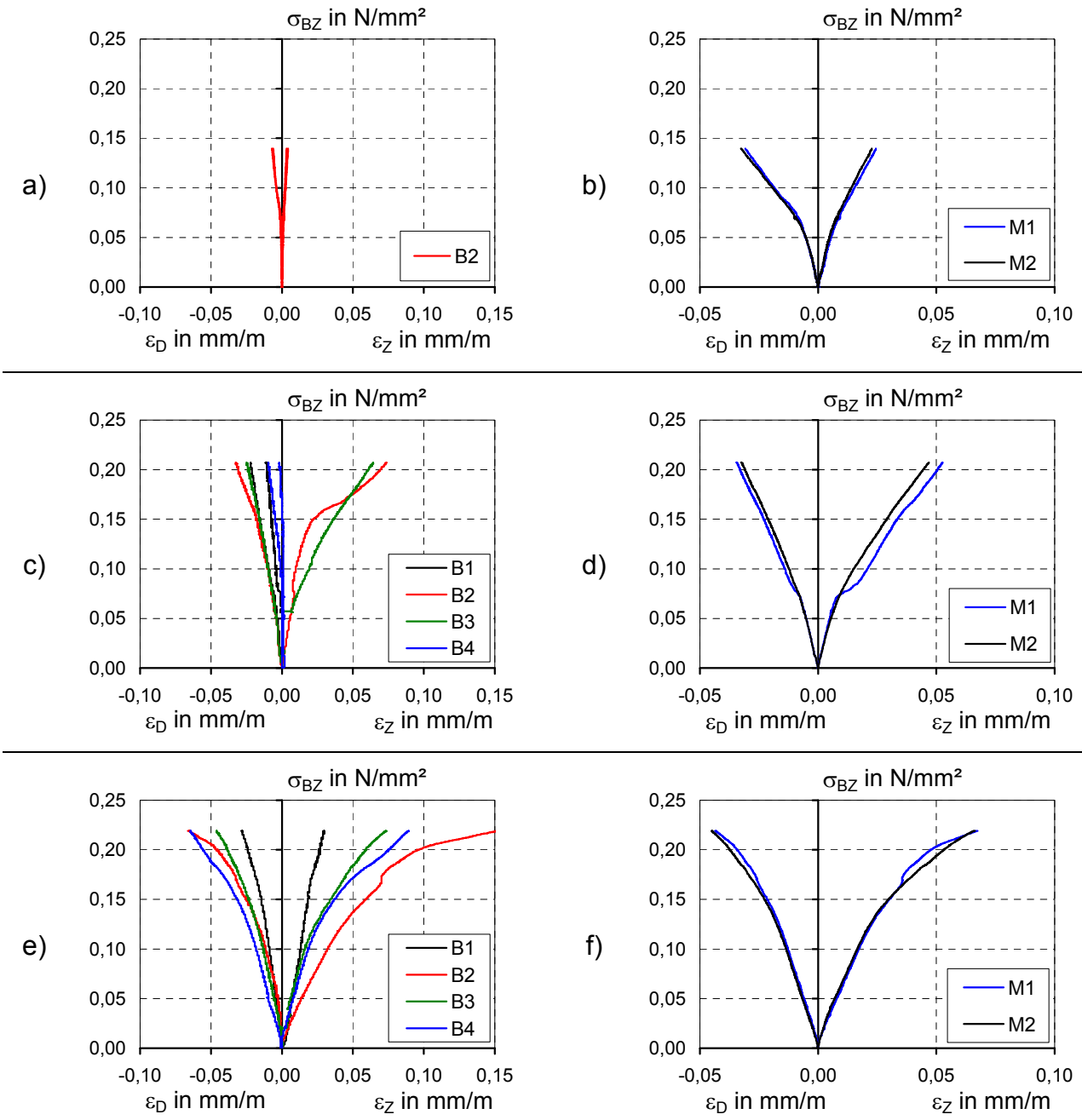


Bild E97: 4-Punkt-Biegeversuch senkrecht zu den Lagerfugen, Versuchsergebnisse KHLzd / NMb - ü = 45 mm, Stoßfugen vm
Versuchsergebnisse PK 1 a), b), PK 2 c), d), PK 3 e), f)
Messstellen s. Bild E94

Tabelle F1: Parameterstudie – Steinversagen
Verhältniswert mittlere Biegezugspannung im Mauerwerk bei Erstriss / Mauerstein-Biegezugfestigkeit

Stoff-gesetz	$f_{t,u}$	h_u	l_u	d	$f_{fl,u}$	$\sigma_{BZ,Riss,mw} / f_{fl,u}$ ü/h			
						0,2	0,4	0,75	1,0
-	N/mm²	mm			N/mm²	-			
KSe	4,0	125	250	115	4,36	-	0,160	-	0,231
				365	4,27		0,107		0,168
		250	250	115	4,36	-	0,127	-	
			500	70	4,46	0,111	0,179	0,214	0,215
				115	4,36	-	0,154	-	0,198
				175	4,27	0,074	0,117	0,157	0,160
				240		-	0,108	-	0,151
				365		0,062	0,094	0,128	0,131
		500	500	115	4,36	0,082	0,137	-	
				365	4,27	0,053	0,090		
			1000	115	4,36	-			0,141
				365	4,27				0,120
PPc	0,45	250	500	70	0,51	0,095	0,163	0,191	0,192
				115	0,49	-	0,131	-	0,172
				365	0,48	0,057	0,083		0,126
LBa	1,97	250	500	70	3,23	0,109	0,180	-	0,194
				115	2,96	-	0,133		0,224
				365	2,46	0,081	0,100		0,179
VMzb	9,5	250	500	70	10,2	0,097	-		0,204
				365	10,1	0,056			0,115

Tabelle F2: Parameterstudie – Steinversagen
Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Mauerstein-Biegezugfestigkeit

Stoff-gesetz	$f_{t,u}$	h_u	l_u	d	$f_{fl,u}$	f_{x2} / $f_{fl,u}$ ü/h			
						0,2	0,4	0,75	1,0
-	N/mm²	mm			N/mm²	-			
KSe	4,0	125	250	115	4,36	-	0,318	-	0,424
				365	4,27		0,219		0,325
		250	250	115	4,36	-	0,326	-	
			500	70	4,46	0,225	0,389	0,423	0,436
				115	4,36	-	0,336	-	0,395
				175	4,27	0,146	0,286	0,339	0,355
				240		-	0,249	-	0,323
				365		0,114	0,214	0,272	0,289
		500	500	115	4,36	0,221	0,301	-	
				365	4,27	0,121	0,203		
			1000	115	4,36	-			0,356
				365	4,27				0,266
PPc	0,45	250	500	70	0,51	0,210	0,366	0,413	0,427
				115	0,49	-	0,323	-	0,390
				365	0,48	0,107	0,197		0,279
LBa	1,97	250	500	70	3,23	0,363	0,617	-	0,639
				115	2,96	-	0,610		0,658
				365	2,46	0,250	0,473		0,638
VMzb	9,5	250	500	70	10,2	0,160	-		0,325
				365	10,1	0,078			0,215

Tabelle F3: Parameterstudie – Steinversagen
Verhältniswert Mauerwerk-Biegezugfestigkeit / Mauerstein-Zugfestigkeit

Stoff-gesetz	$f_{t,u}$	h_u	l_u	d	$f_{fl,u}$	f_{x2} / $f_{t,u}$ ü/h			
						0,2	0,4	0,75	1,0
-	N/mm²	mm			N/mm²	-			
KSe	4,0	125	250	115	4,36	-	0,347	-	0,462
				365	4,27		0,234		0,347
		250	250	115	4,36	-	0,355	-	
			500	70	4,46	0,251	0,434	0,472	0,486
				115	4,36	-	0,367	-	0,431
				175	4,27	0,156	0,306	0,362	0,379
				240		-	0,266	-	0,345
				365		0,122	0,228	0,290	0,308
		500	500	115	4,36	0,241	0,328	-	
				365	4,27	0,129	0,217		
			1000	115	4,36	-			0,388
				365	4,27				0,284
PPc	0,45	250	500	70	0,51	0,237	0,415	0,468	0,484
				115	0,49	-	0,351	-	0,425
				365	0,48	0,114	0,210		0,298
LBa	1,97	250	500	70	3,23	0,595	1,012	-	1,047
				115	2,96	-	0,917		0,989
				365	2,46	0,312	0,591		0,797
VMzb	9,5	250	500	70	10,2	0,172	-		0,348
				365	10,1	0,082			0,229

Tabelle F4: Parameterstudie – Fugenversagen
Mauerwerkbiegezugfestigkeit, Torsionsmoment in einer Lagerfuge M_T
Torsionsmoment bei plastifizierter Lagerfuge entsprechend (Gl. 5.16)

Stoffgesetz		h_u	l_u	d	f_{x2}				M_T				$M_{T,pl}$			
LF	SF				ü/h				ü/h				ü/h			
					0,2	0,4	0,75	1,0	0,2	0,4	0,75	1,0	0,2	0,4	0,75	1,0
-		mm			N/mm²				Nm				Nm			
DM-0,5	uv	250	500	70	0,188	0,536	1,278	2,059	38	109	261	420	38	111	297	578
				115	-	0,408	-	1,592	-	225	-	877	-	230	-	1031
				175	0,148	0,347	0,737	1,218	189	442	941	1554	197	459	1008	1772
				240	-	0,314	-	1,029	-	754	-	2469	-	801	-	2778
				365	0,126	0,264	0,499	0,810	698	1464	2772	4499	816	1744	3375	5366
	nur Druck	250	500	70	-	0,817	-	-	-				-			
				175		0,519		1,165								
				365		0,380		-								
	0,25	250	500	175	-	0,267	-	0,271	-				-			
DM-1,0	uv	250	500	175	-	0,562	-	1,91	-	717	-	2438	-	917	-	3544
NM-0,25	uv	250	500	175	-	0,135	-	0,496	-	172	-	633	-	229	-	886
	nur Druck					0,196		0,541	-				-			

Tabelle F5: Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung
Mauerwerkbiegezugfestigkeit, Torsionsmoment in einer Lagerfuge M_T
Torsionsmoment bei plastifizierter Lagerfuge entsprechend (Gl. 5.16)

Stoffgesetz		σ_N	h_u	l_u	d	f_{x2}				M_T				$M_{T,pl}$			
						ü/h				ü/h				ü/h			
LF	SF					0,2	0,4	0,75	1,0	0,2	0,4	0,75	1,0	0,2	0,4	0,75	1,0
-		N/mm²	mm			N/mm²				Nm				Nm			
DM-0,5	uv	0	250	500	175	-	0,347	-	1,218	-	442	-	1554	-	459	-	1772
		0,2					0,431		-		550		-		569		-
		0,6					0,610		2,227		778		2840		789		3048
		1,0					0,784		-		1001		-		1009		-
		0			365	-	-	-	0,810	-	-	-	4499	-	-	-	5366
		0,6							1,562				8672				9230
NM-0,25	uv	0	250	500	175	-	0,135	-	-	-	172	-	-	-	229	-	-
		0,04					0,170				217				251		
		0,2					0,261				332				339		

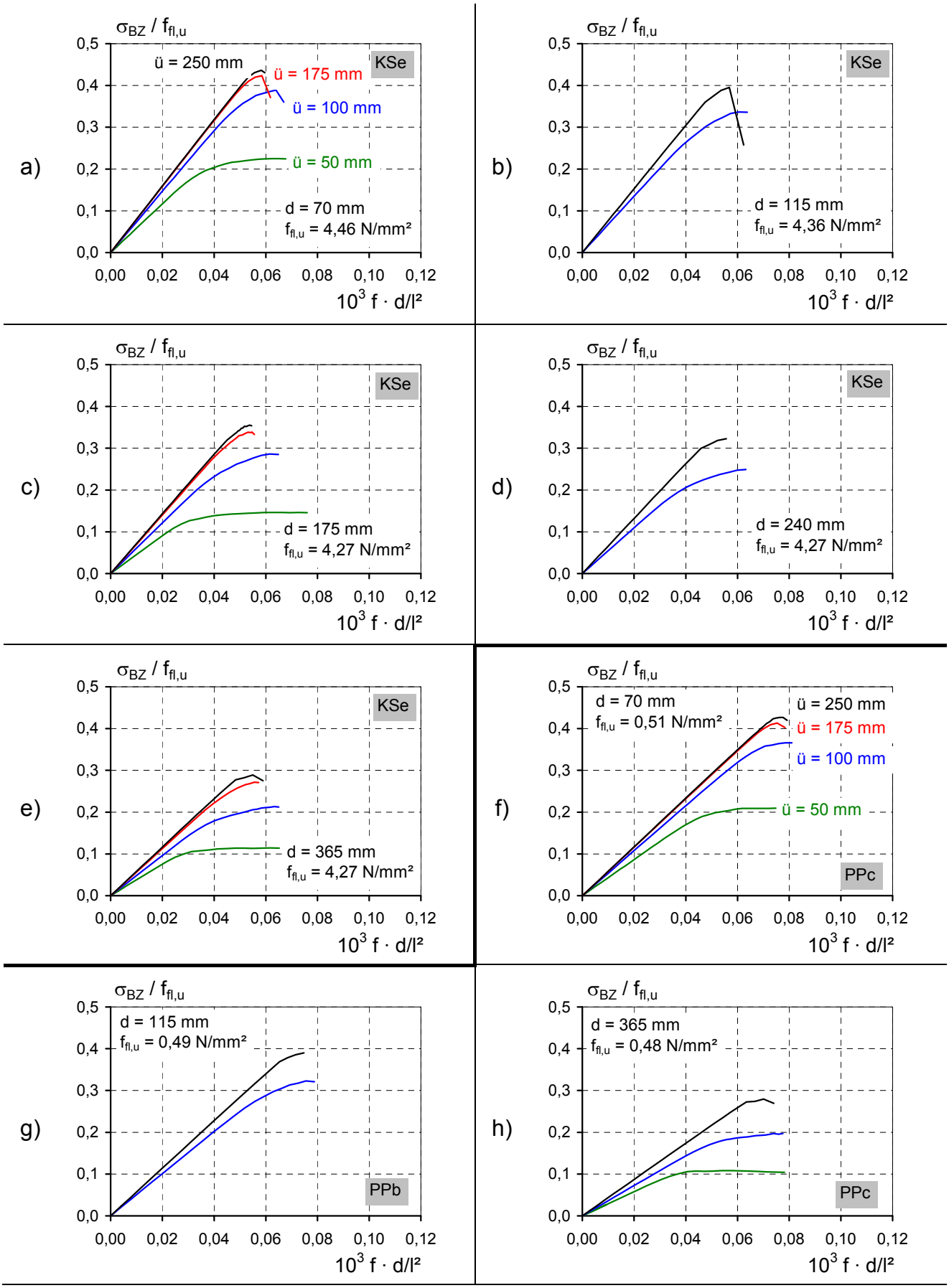
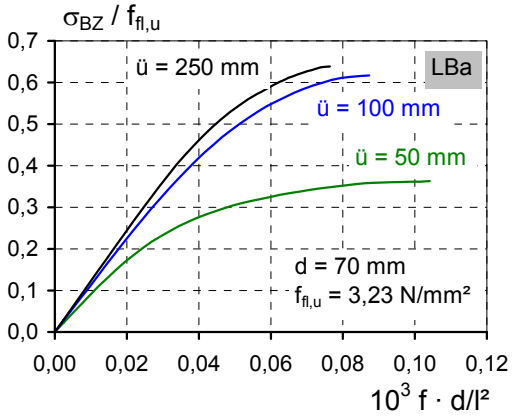
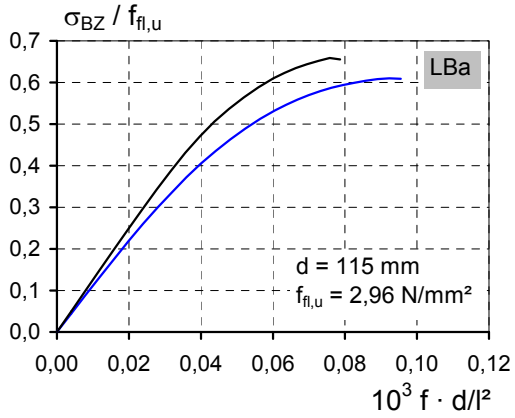


Bild F1: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Spannungs-Durchbiegungskurven in Abhängigkeit der Wanddicke und dem Überbindemaß

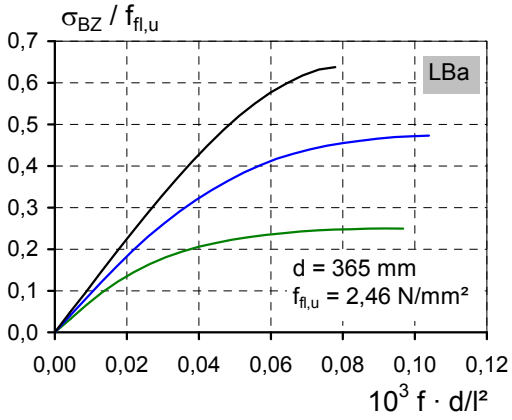
a)



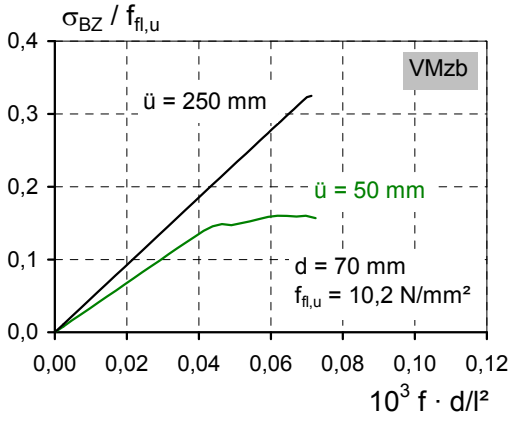
b)



c)



d)



e)

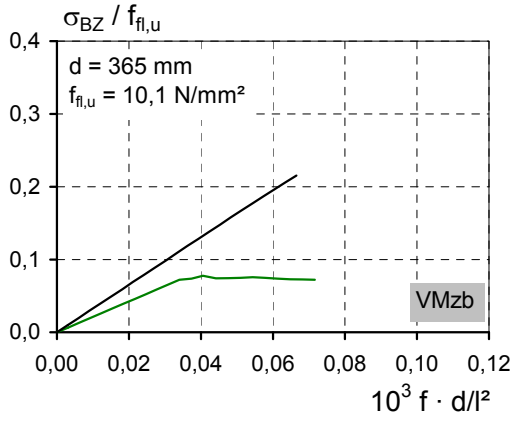


Bild F2: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Spannungs-Durchbiegungskurven in Abhängigkeit der Wanddicke und dem Überbindemaß

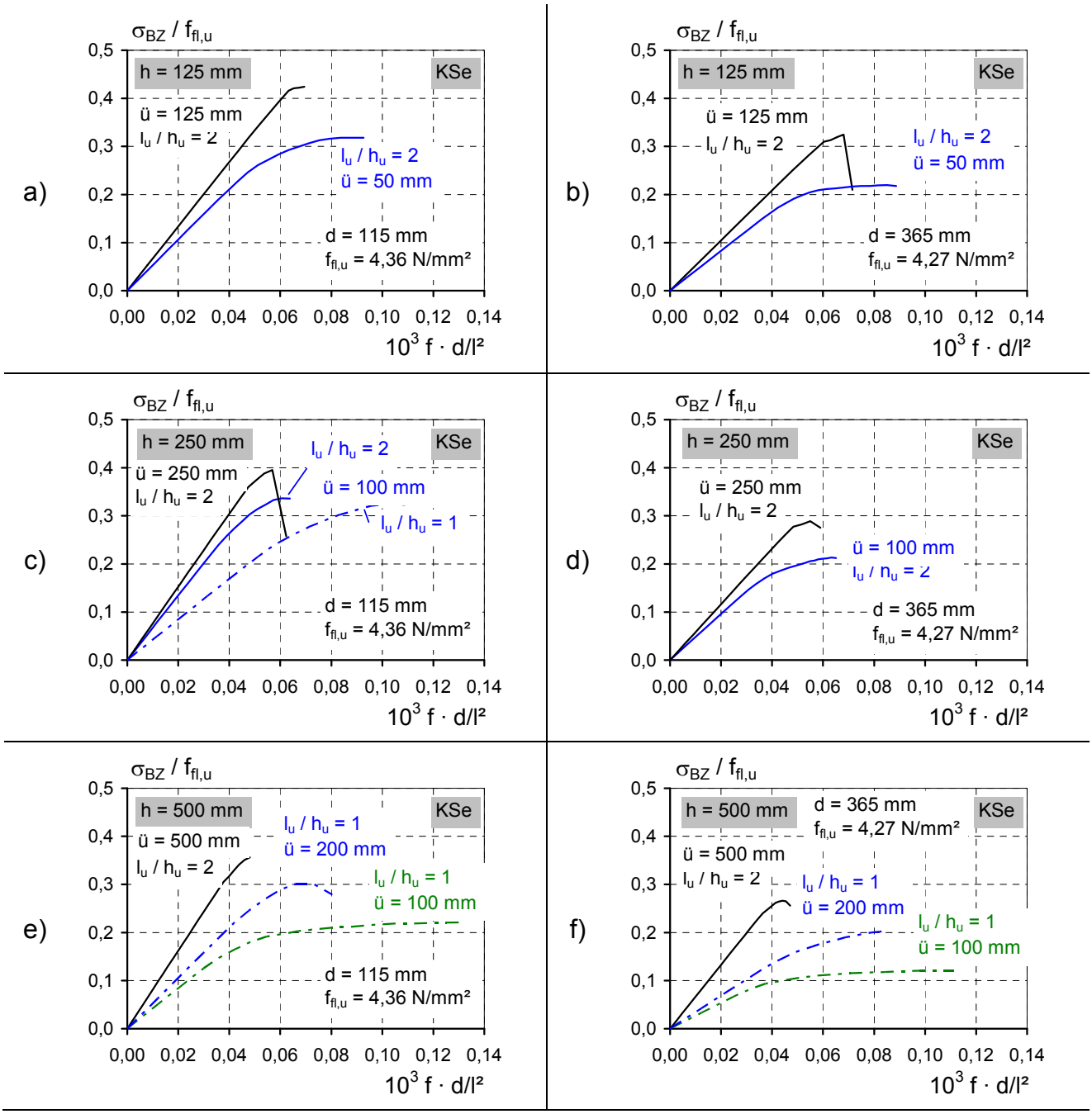


Bild F3: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Spannungs-Durchbiegungskurven in Abhängigkeit der Wanddicke und dem Überbindemaß
Vergleich unterschiedlicher Mauersteinhöhen

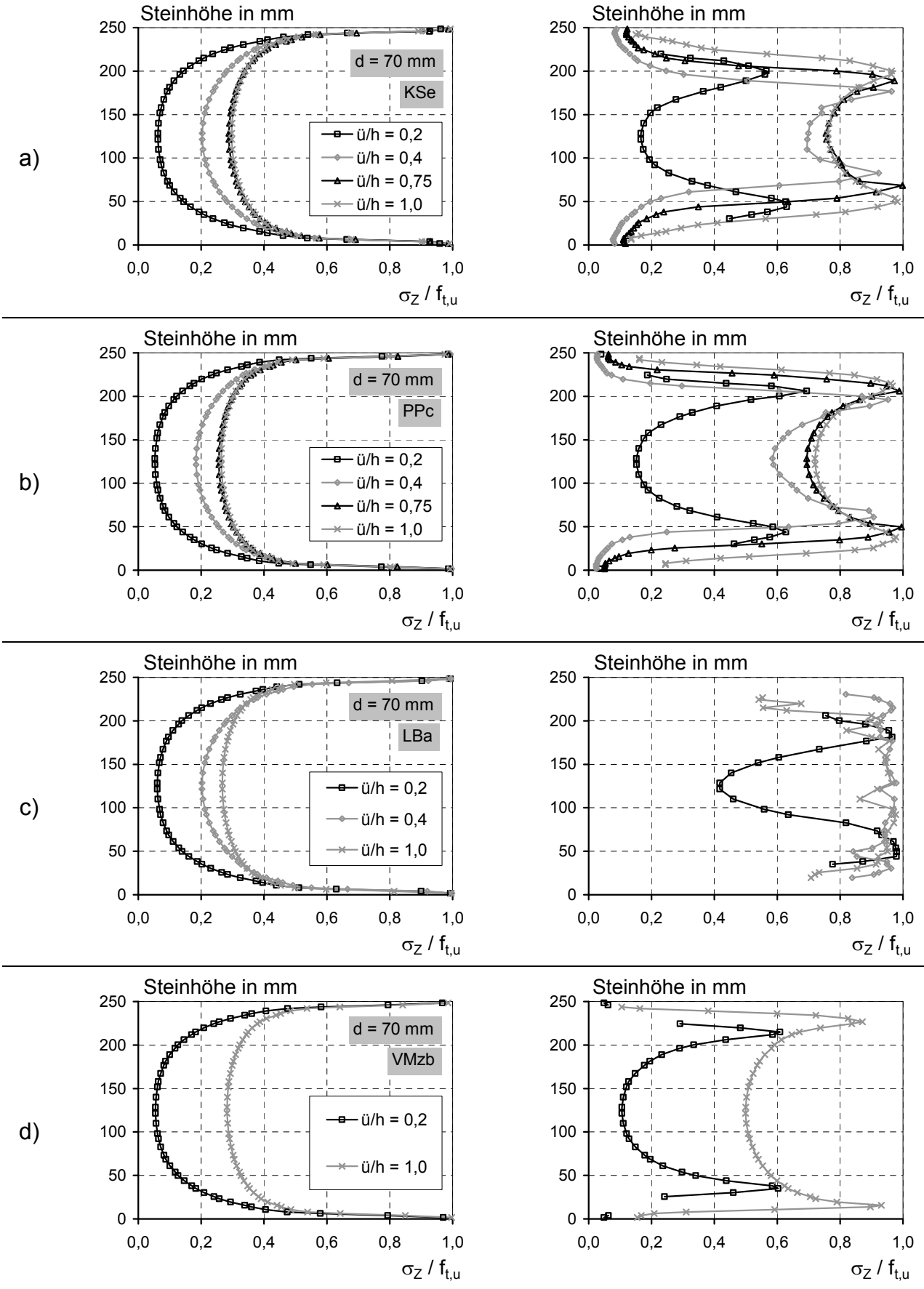


Bild F4: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe, Stoßfugen uv
d = 70 mm - links: Erstriss, rechts: Maximallast

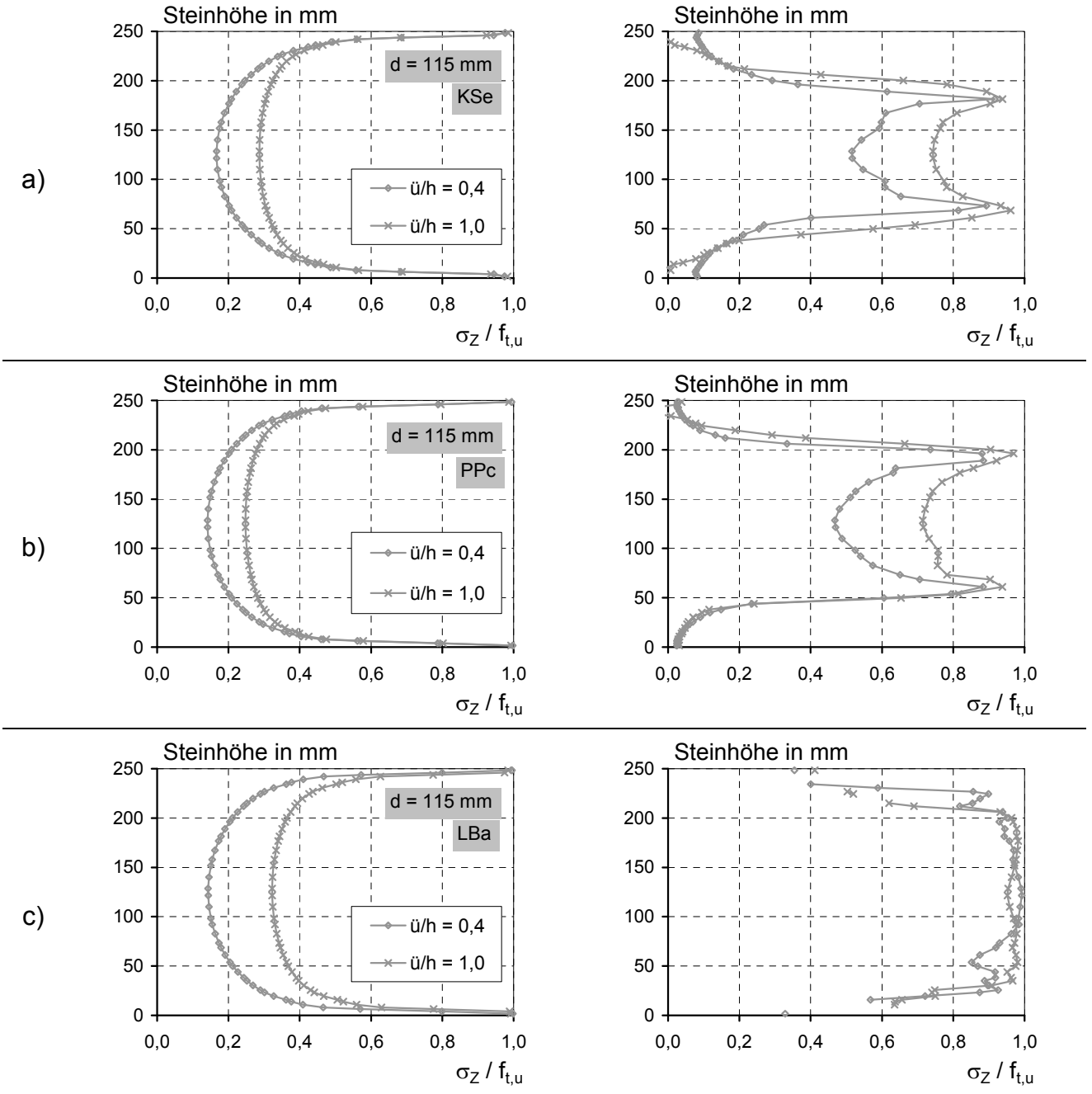
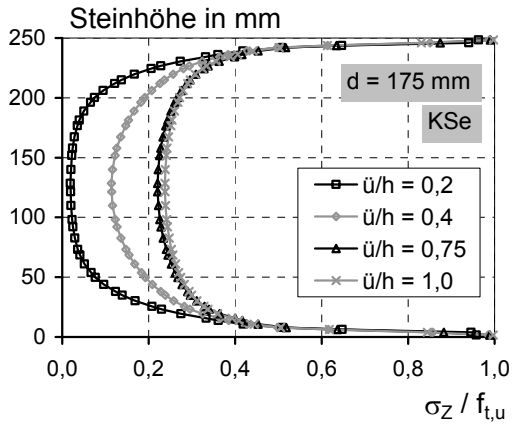
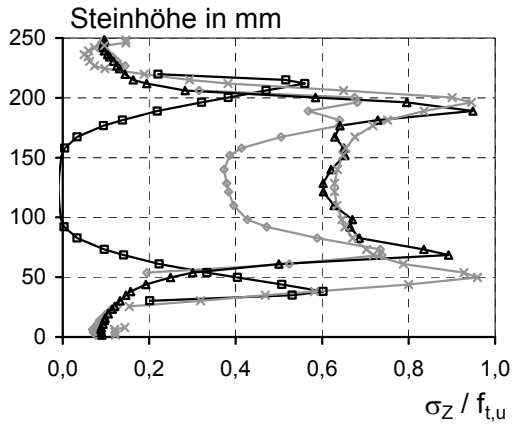


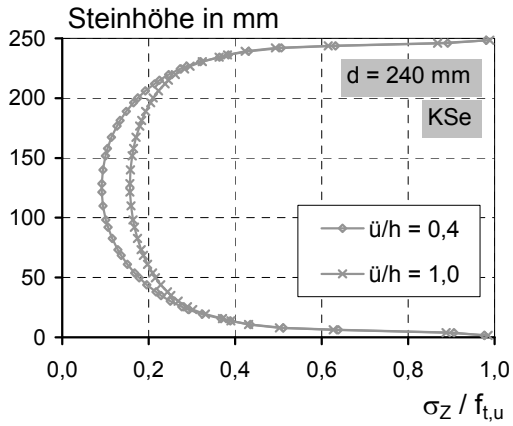
Bild F5: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe, Stoßfugen uv
d = 115 mm - links: Erstriss, rechts: Maximallast

a)





b)



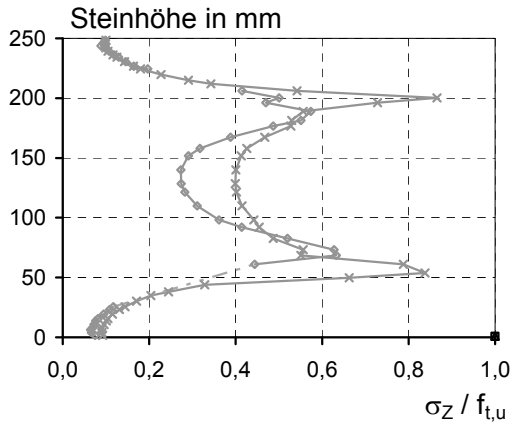
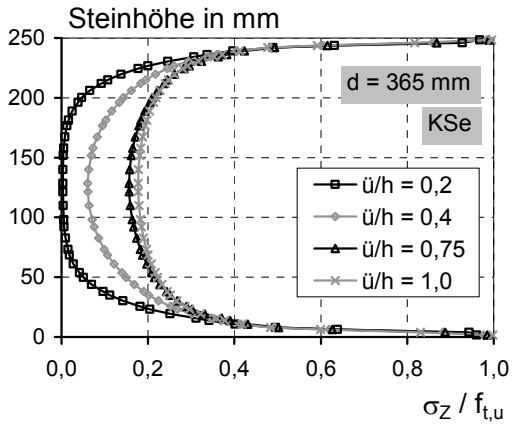
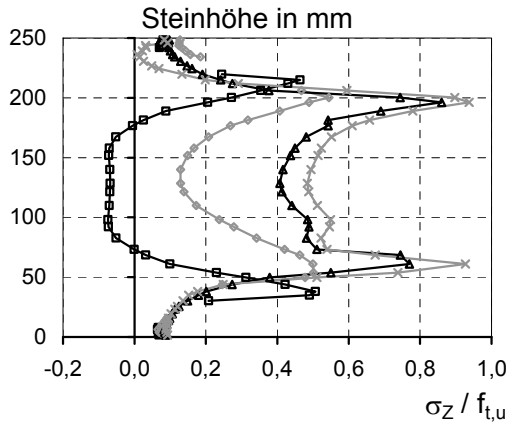


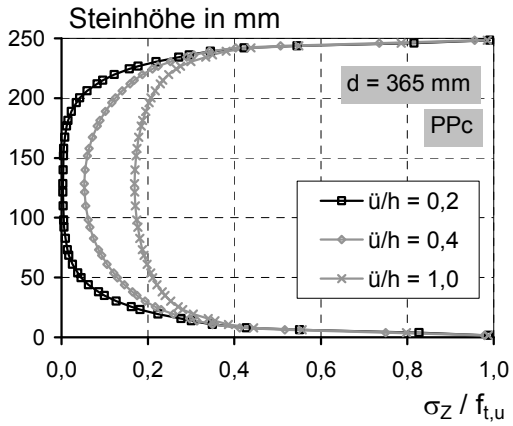
Bild F6: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe, Stoßfugen uv,
d = 175 mm und d = 240 mm - links: Erstriss, rechts: Maximallast

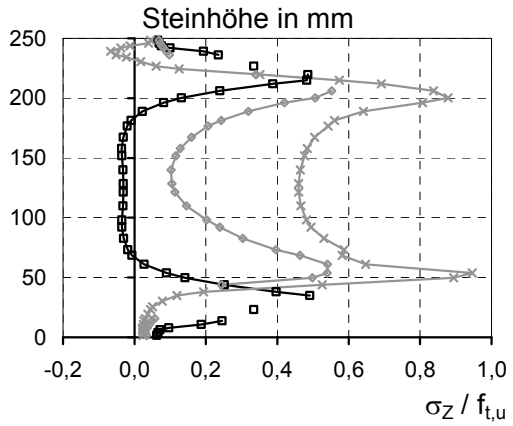
a)



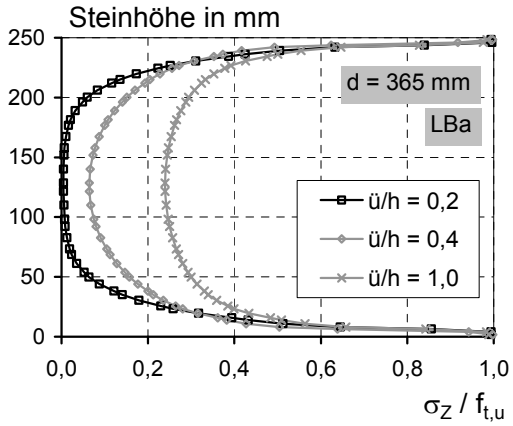


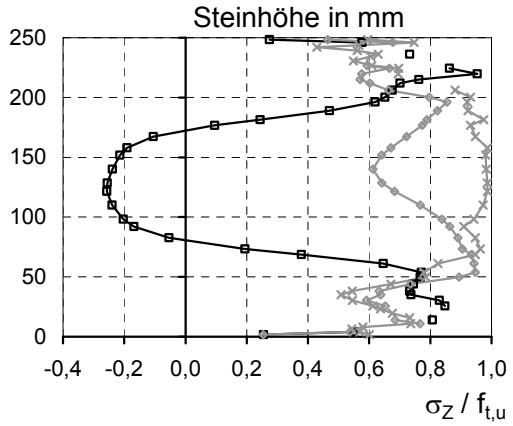
b)



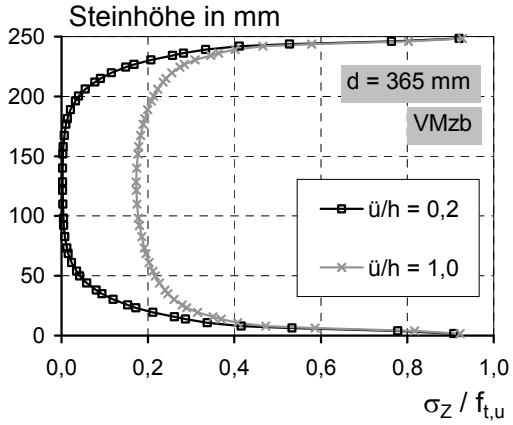


c)





d)



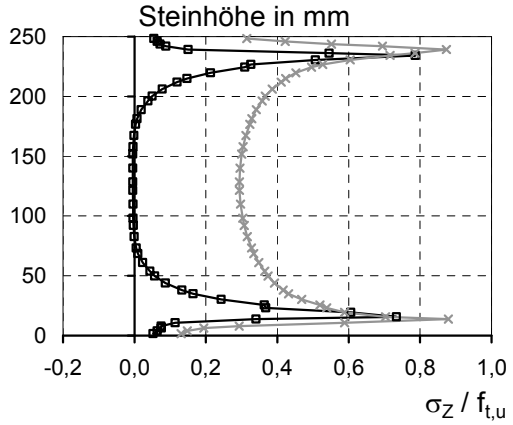
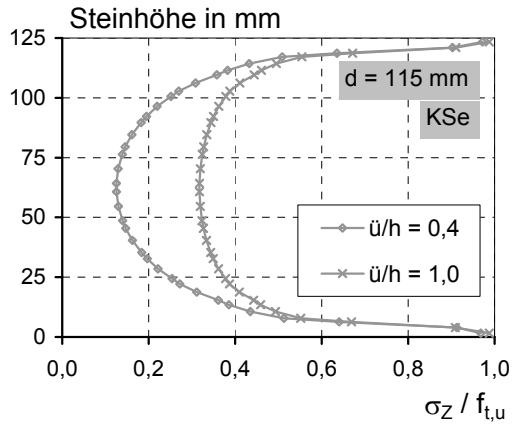
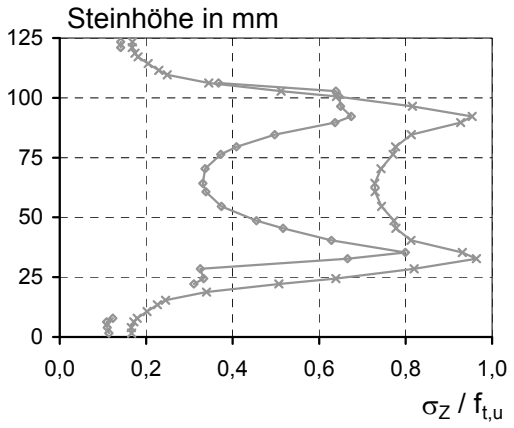


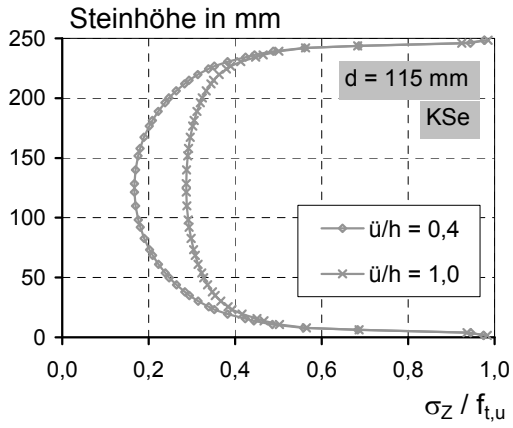
Bild F7: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe, Stoßfugen uv
d = 365 mm - links: Erstriss, rechts: Maximallast,

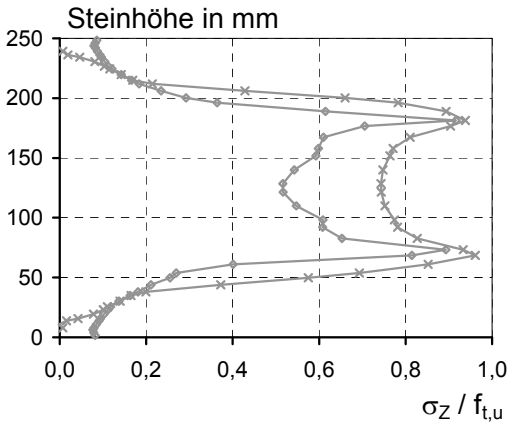
a)



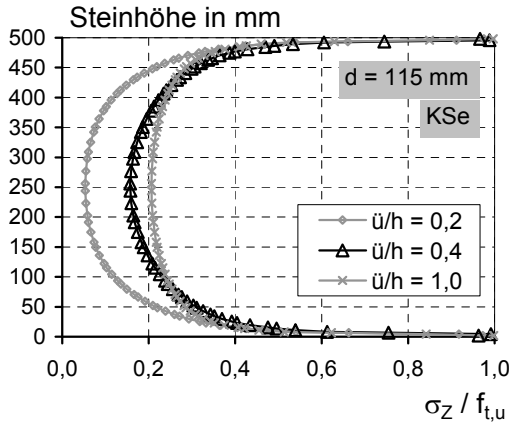


b)





c)



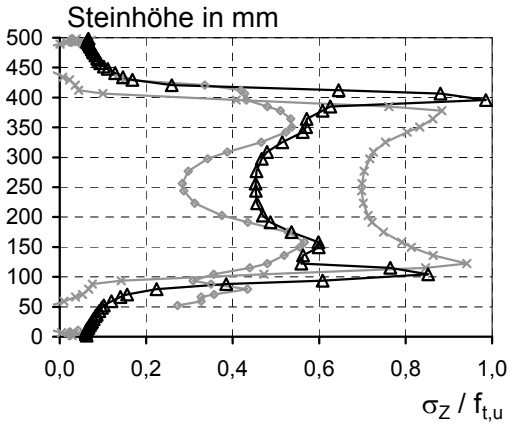
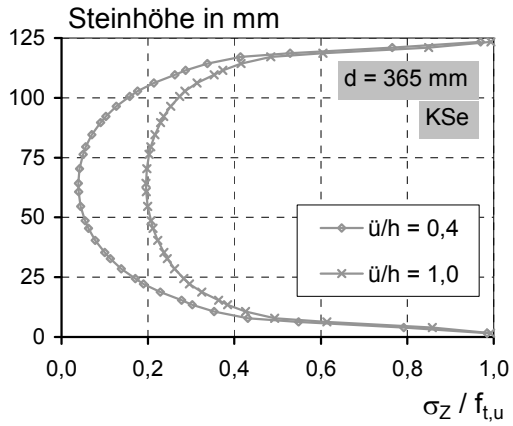
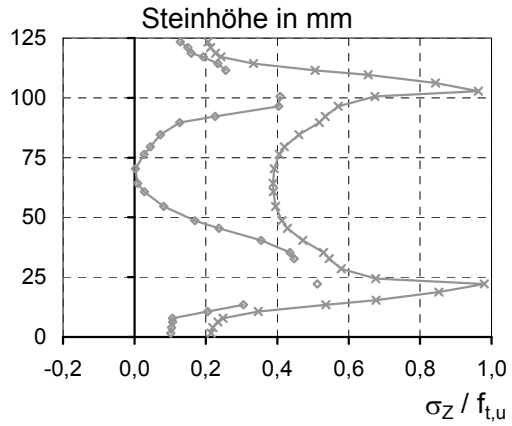


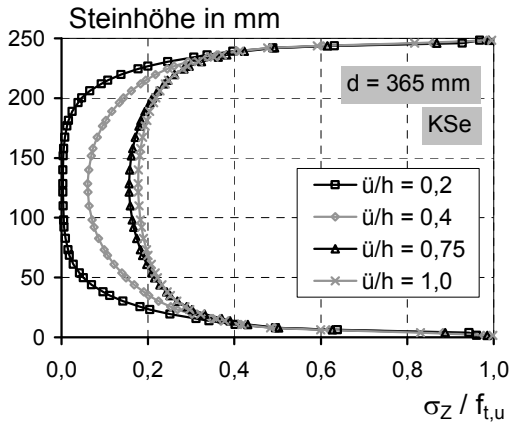
Bild F8: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe, Stoßfugen uv
d = 115 mm - links: Erstriss, rechts: Maximallast
Vergleich unterschiedlicher Mauersteinhöhen

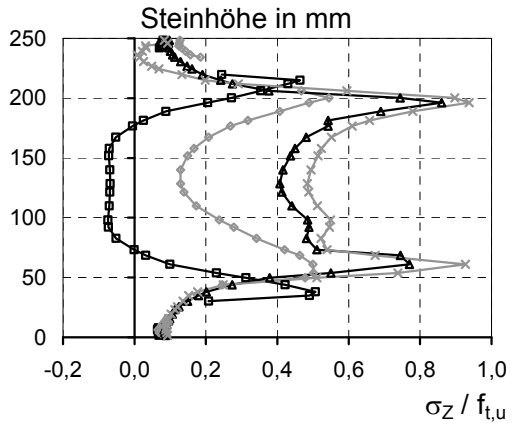
a)



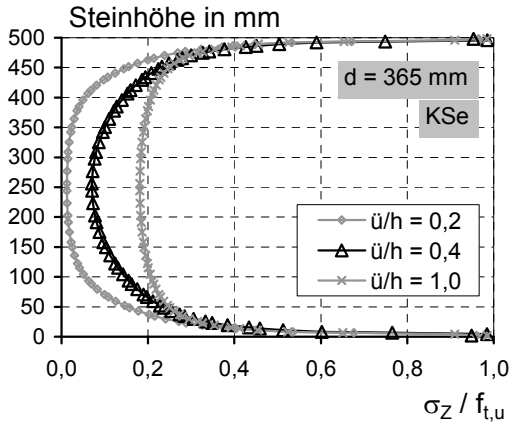


b)





c)



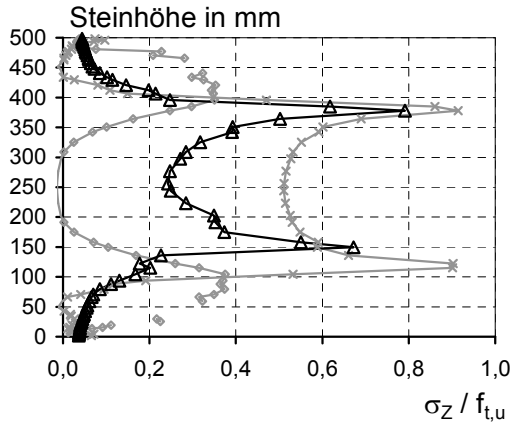


Bild F9: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Bezogene Zugspannungsverteilung über die Steinhöhe, Stoßfugen uv
d = 365 mm - links: Erstriss, rechts: Maximallast
Vergleich unterschiedlicher Mauersteinhöhen

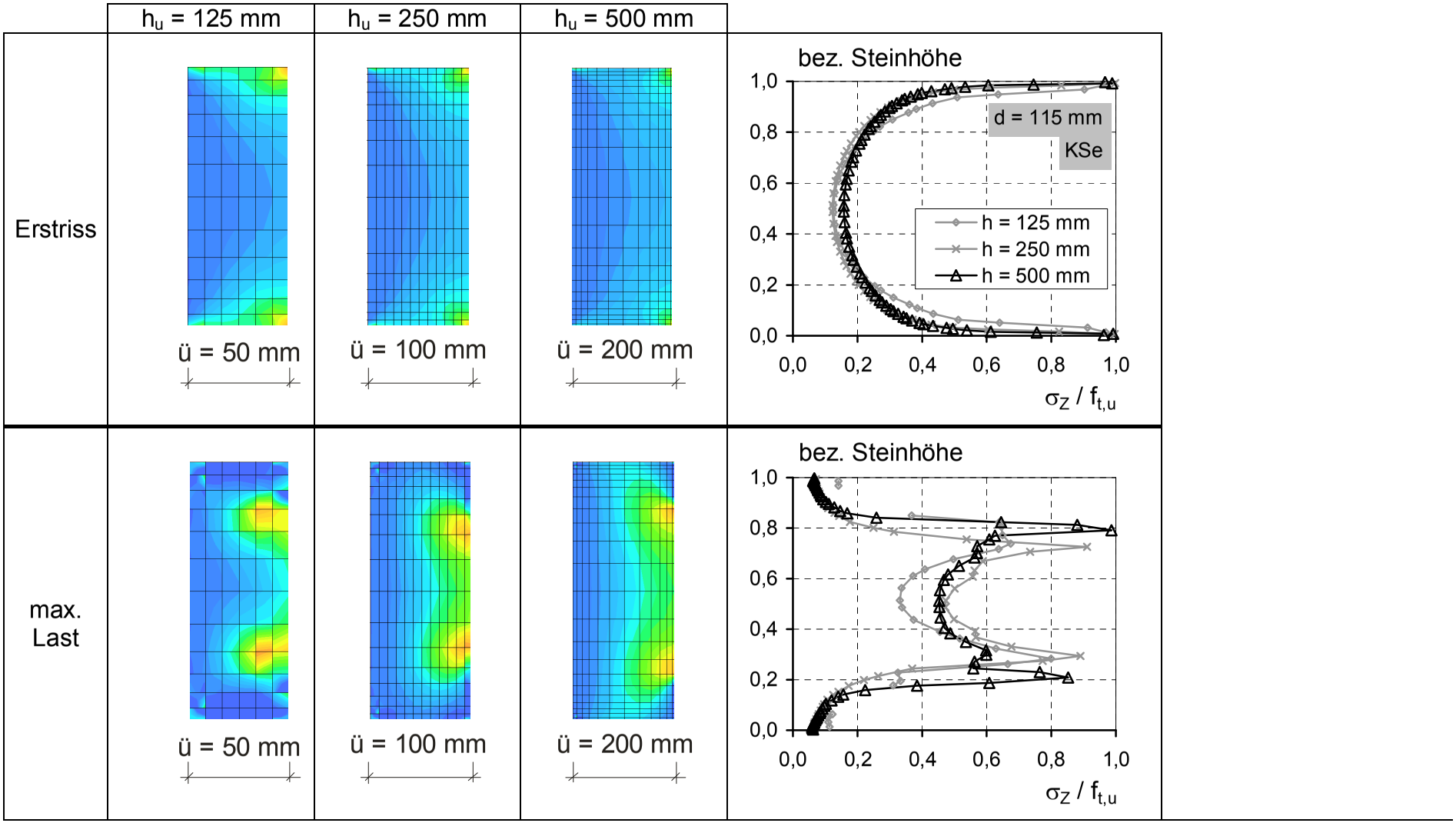


Bild F10: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Zugspannungsplots σ_{xx} in Richtung Steinlänge bei unterschiedlichen Steinformaten - ü / h = 0,4
bezogene Zugspannungsverteilung σ_Z / $f_{t,u}$ über die Steinhöhe (Stoßfugenebene der angrenzenden Steinlagen)
Wanddicke d = 115 mm, Stoffgesetz KSe

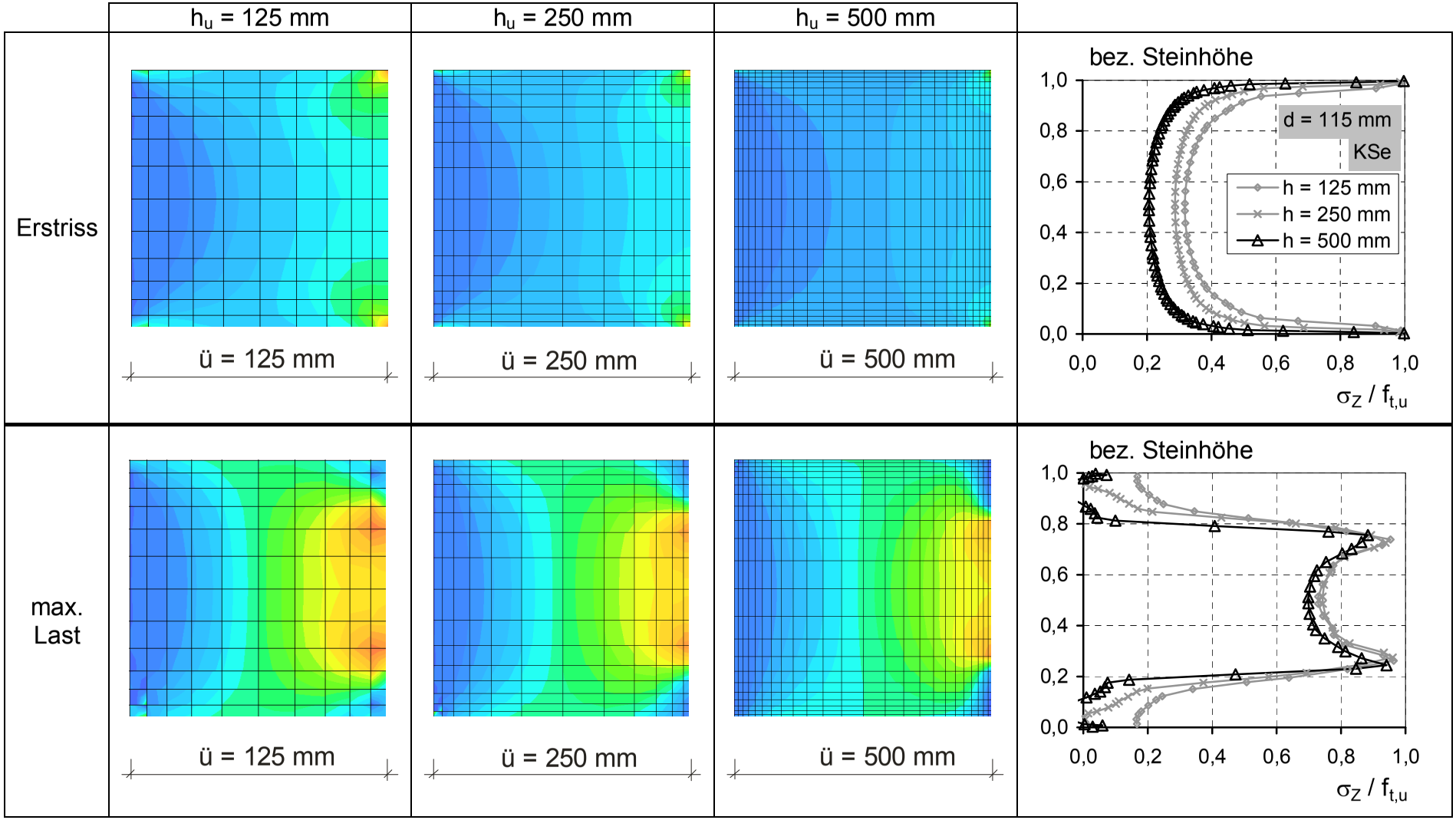


Bild F11: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Zugspannungsplots σ_{xx} in Richtung Steinlänge bei unterschiedlichen Steinformaten - ü / h = 1,0
bezogene Zugspannungsverteilung σ_Z / $f_{t,u}$ über die Steinhöhe (Stoßfugenebene der angrenzenden Steinlagen)
Wanddicke d = 115 mm, Stoffgesetz KSe

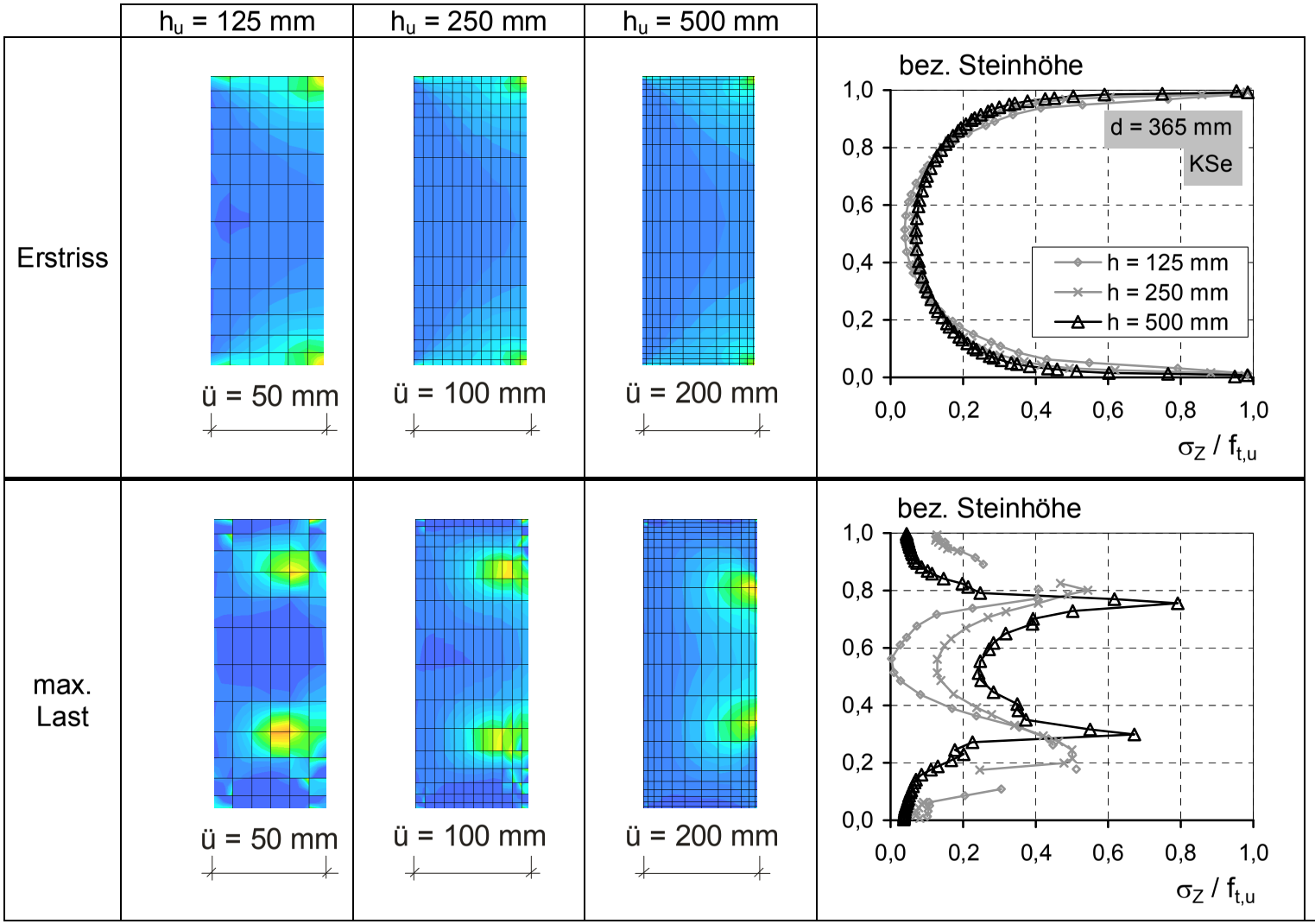


Bild F12: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Zugspannungsplots σ_{xx} in Richtung Steinlänge bei unterschiedlichen Steinformaten - ü / h = 0,4
bezogene Zugspannungsverteilung σ_Z / $f_{t,u}$ über die Steinhöhe (Stoßfugenebene der angrenzenden Steinlagen)
Wanddicke d = 365 mm, Stoffgesetz KSe

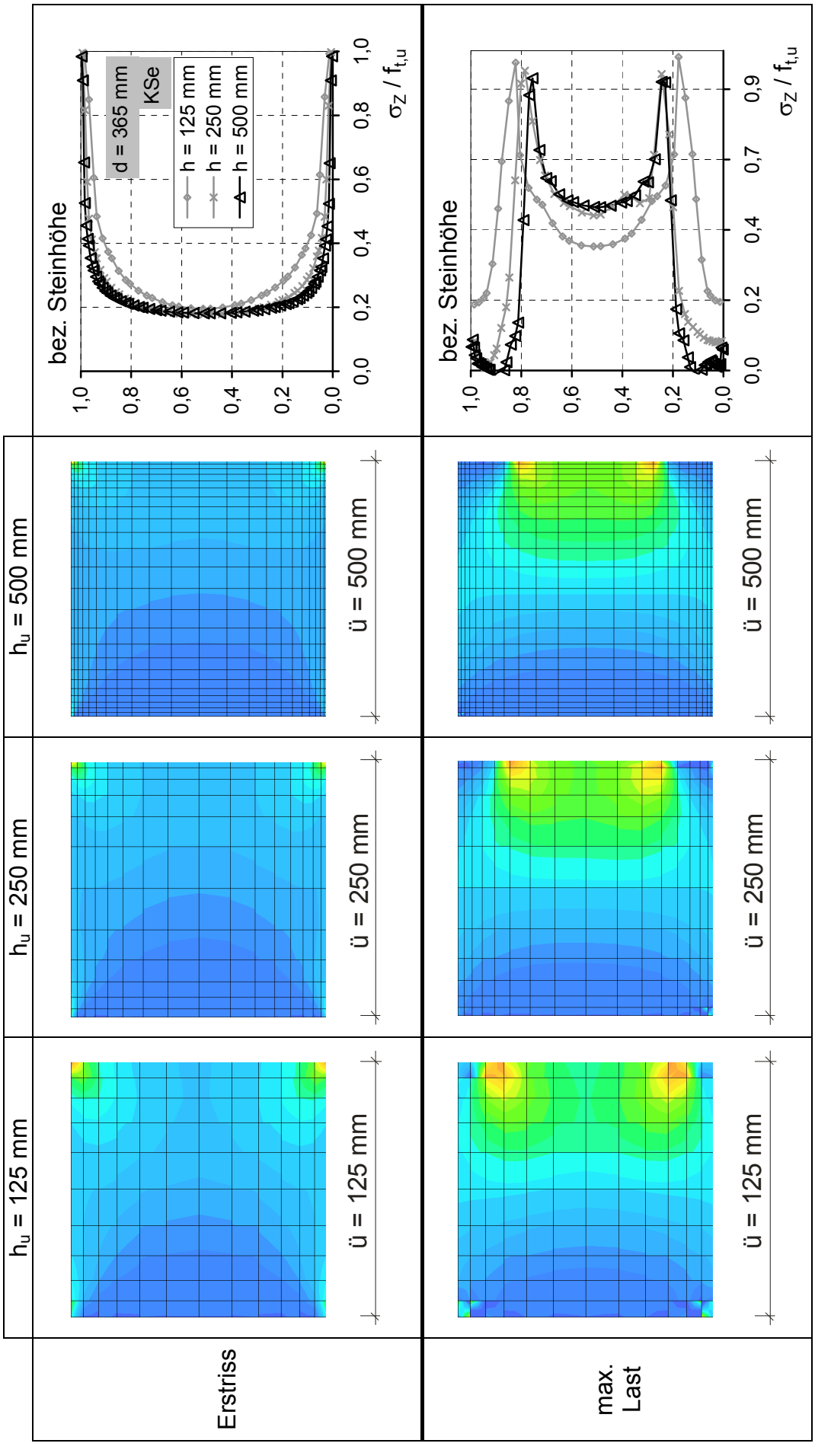
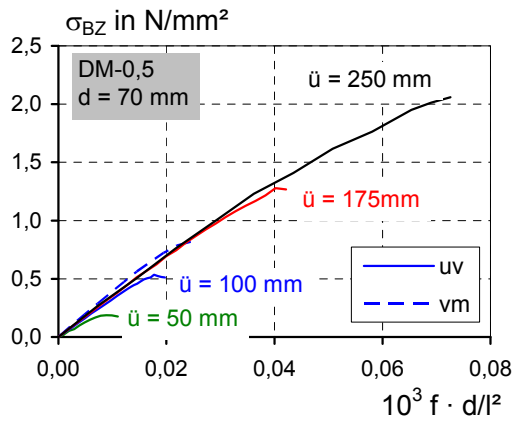
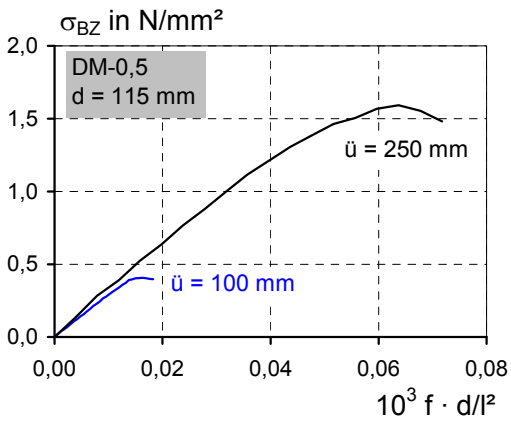


Bild F13: Ergebnisse der Parameterstudie - Steinversagen
Zugspannungsplots σ_{xx} in Richtung Steinlänge bei unterschiedlichen Steinformaten - ü / h = 1,0
bezogene Zugspannungsverteilung $\sigma_Z / f_{t,u}$ über die Steinhöhe (Stoßfugenebene der angrenzenden Steinlagen)
Wanddicke d = 365 mm, Stoffgesetz KSe

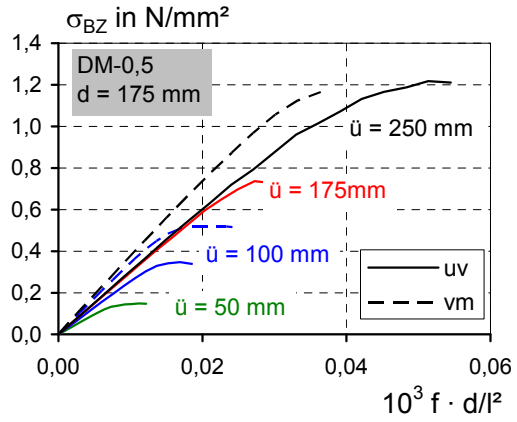
a)



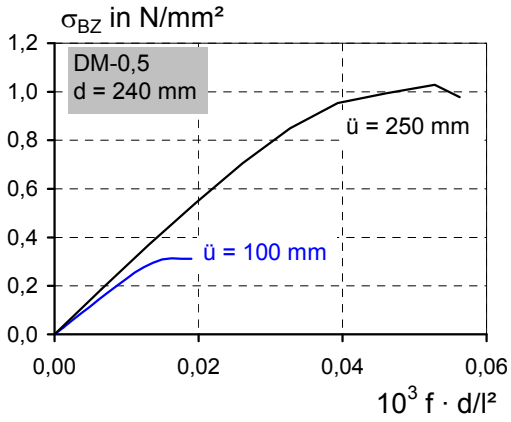
b)



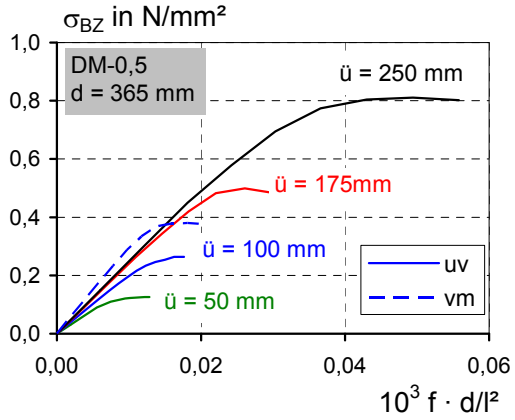
c)



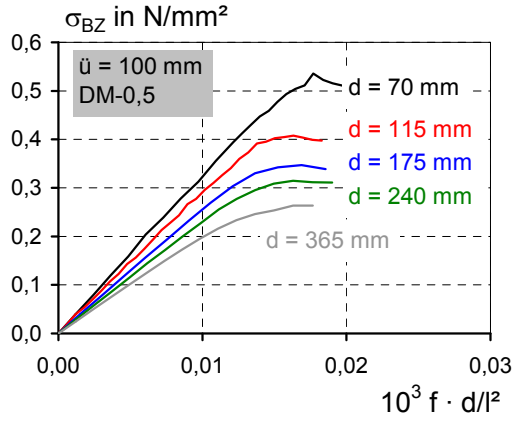
d)



e)



f)



g)

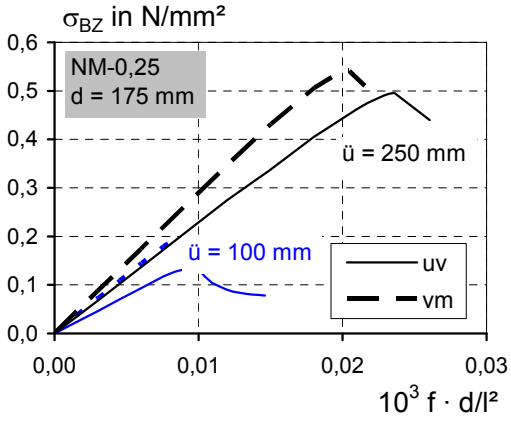
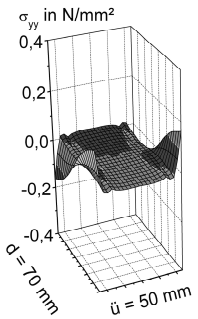
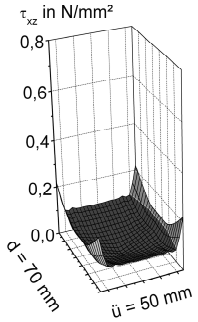


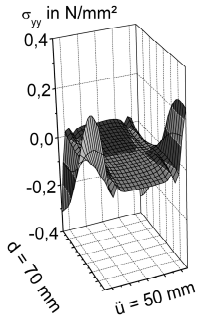
Bild F14: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungs-Durchbiegungskurven (bezogen) in Abhängigkeit der Wanddicke, des Überbindemaßes und des Stoffgesetzes

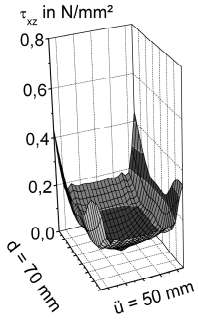
a)



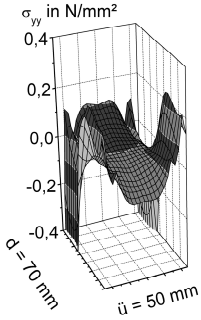


b)





c)



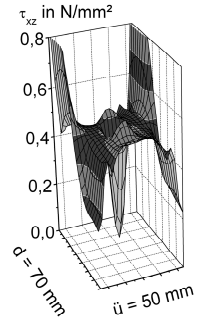
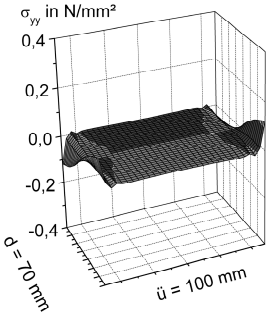
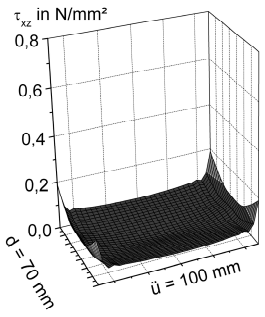


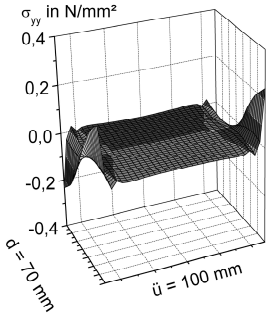
Bild F15: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 70 mm, ü = 50 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

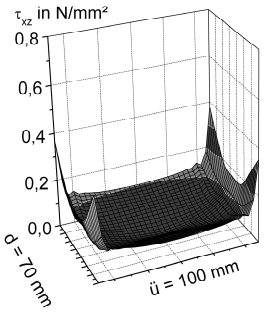
a)



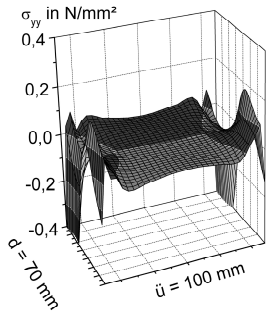


b)





c)



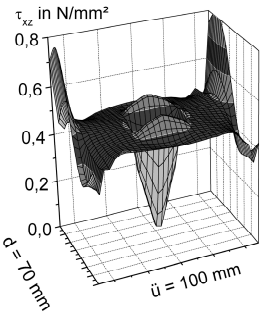
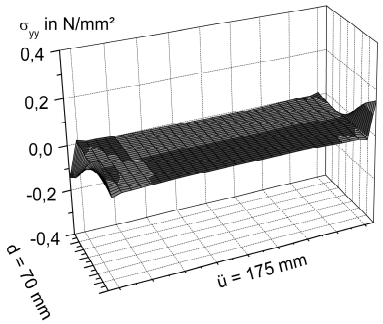
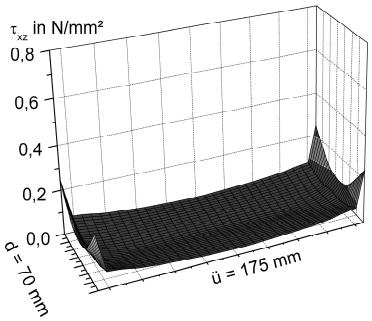


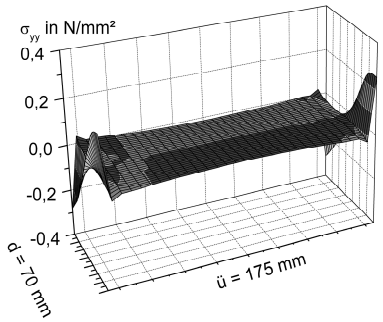
Bild F16: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 70 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

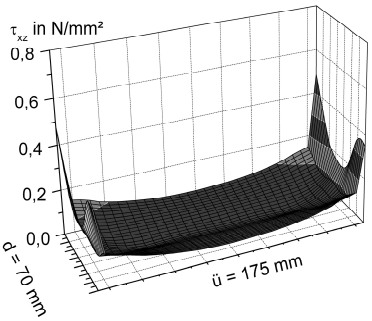
a)



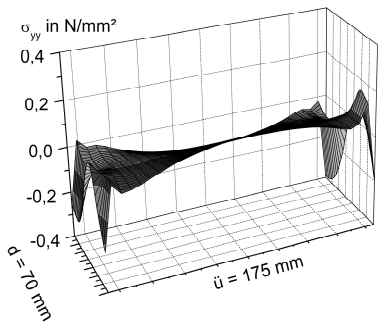


b)





c)



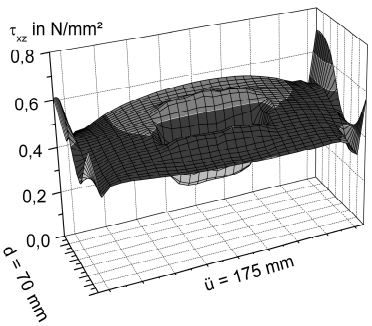
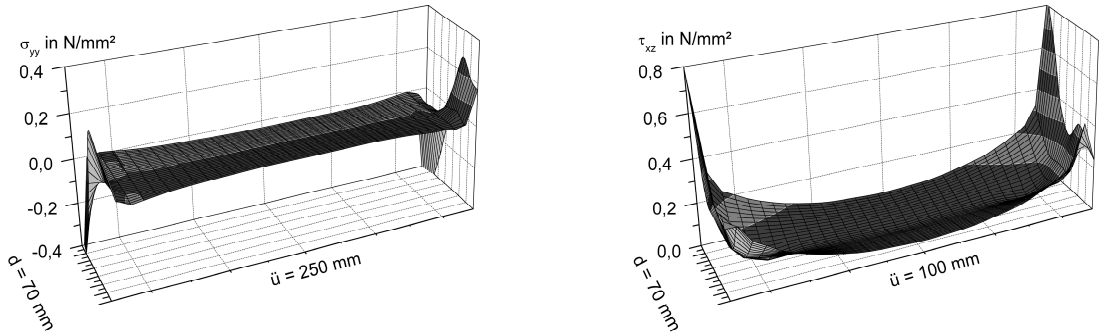


Bild F17: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 70 mm, ü = 175 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a) n. b.

b)



c)

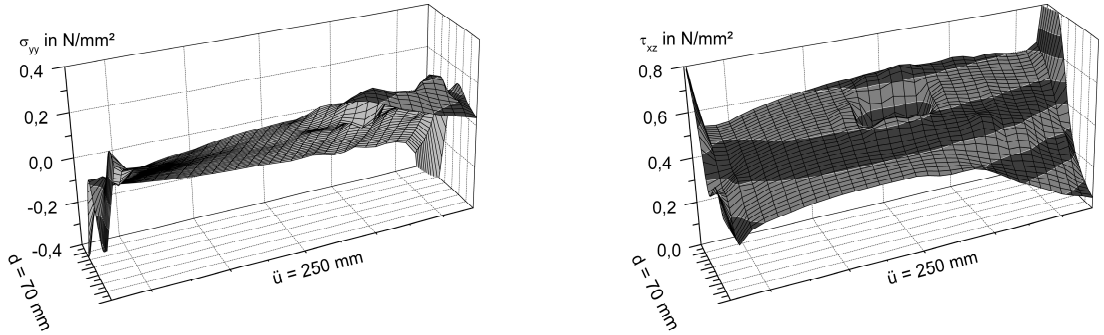


Bild F18: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 70 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a)



b)



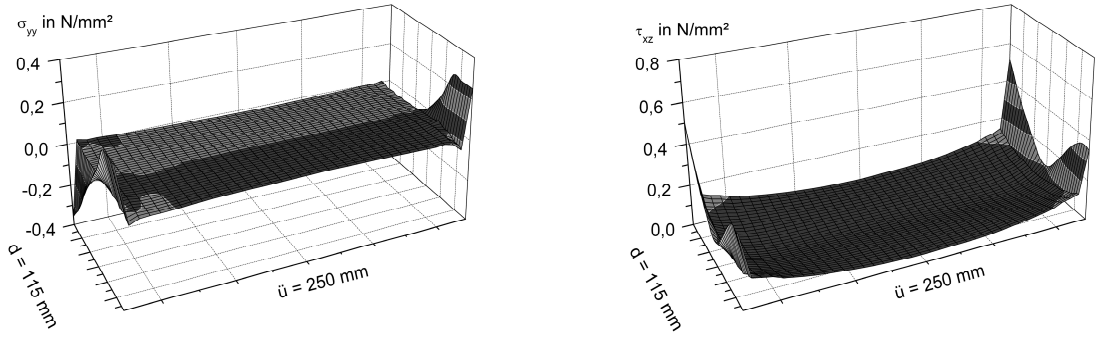
c)



Bild F19: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 115 mm, ü = 175 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a) n. b.

b)



c)

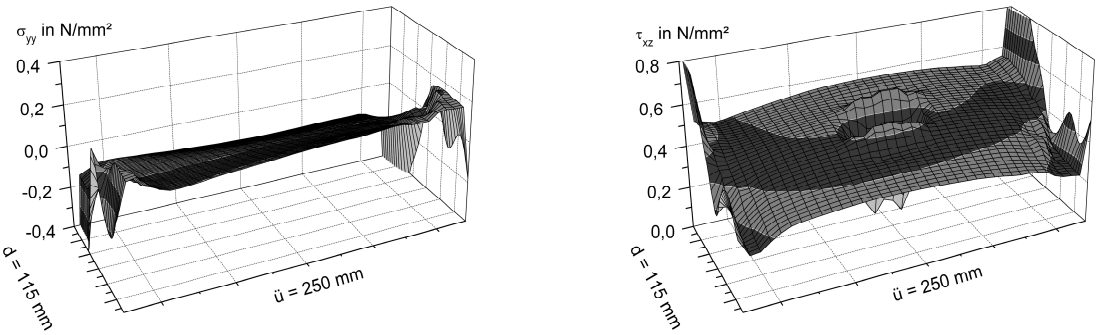
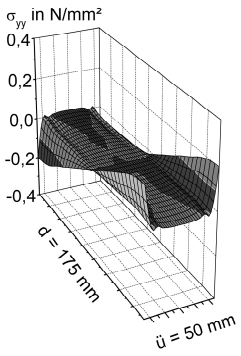
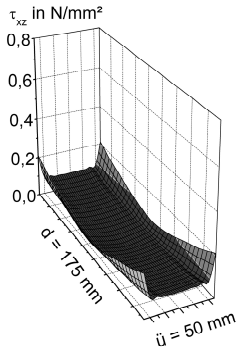


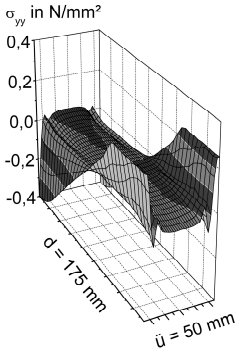
Bild F20: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 250 mm, ü = 175 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

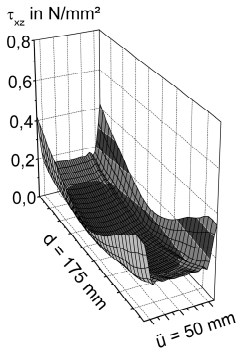
a)



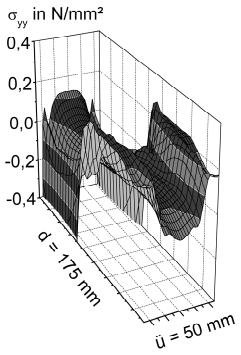


b)





c)



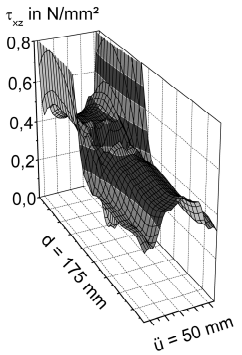
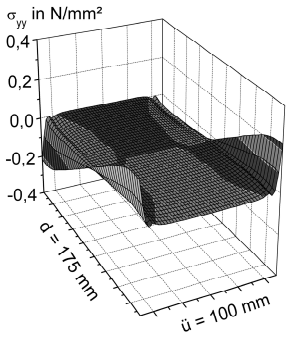
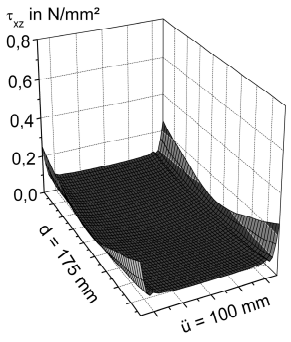


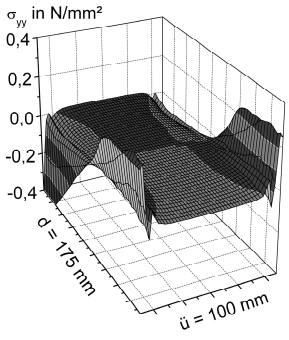
Bild F21: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 50 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

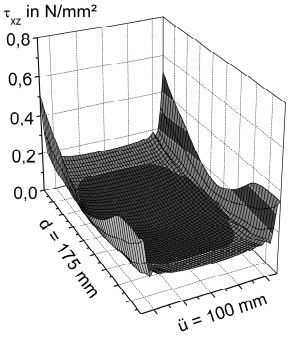
a)



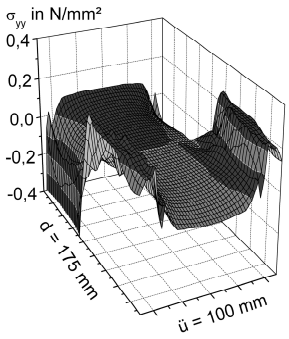


b)





c)



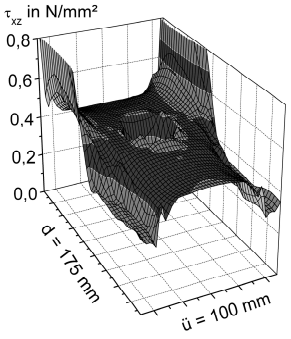
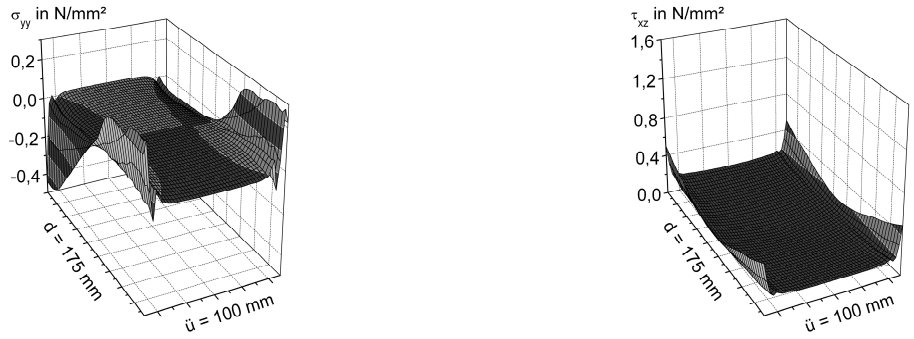


Bild F22: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a)



b)



c)

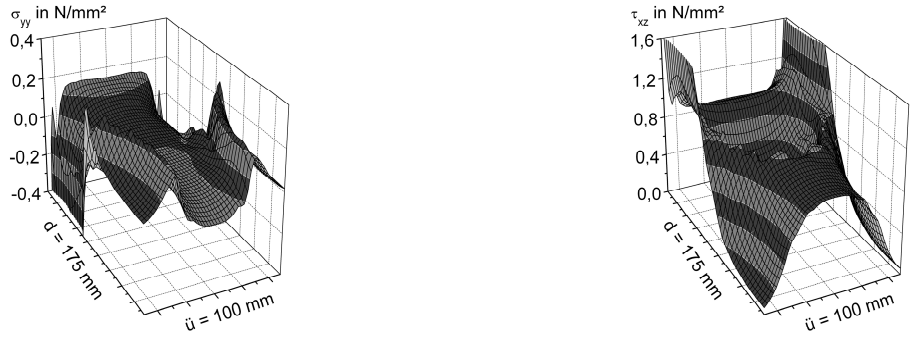
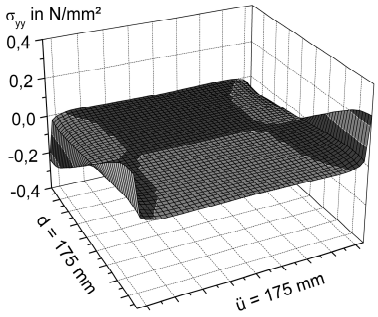
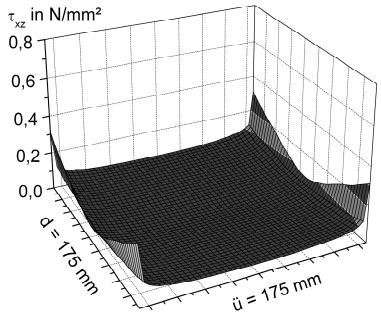


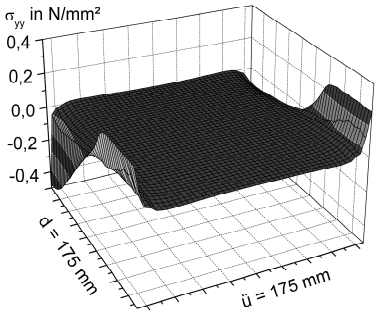
Bild F23: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-1,0
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

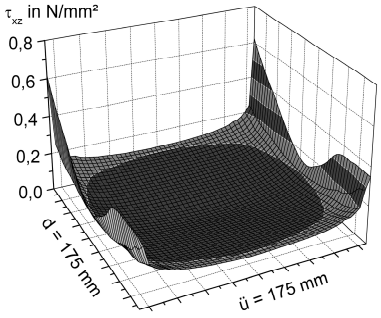
a)



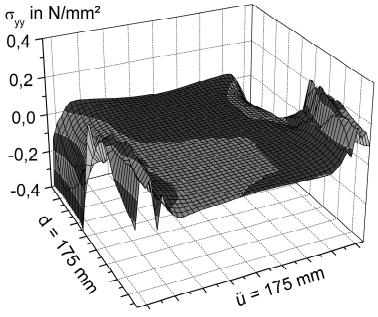


b)





c)



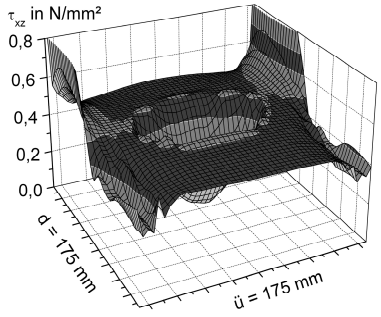
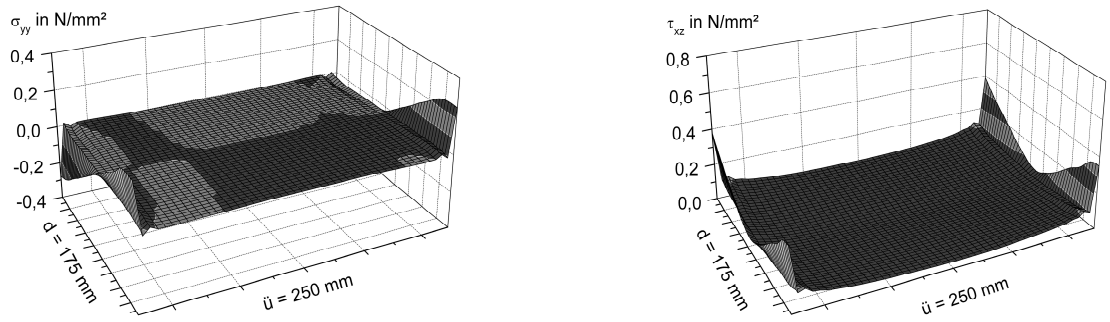


Bild F24: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 175 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a) n. b.

b)



c)

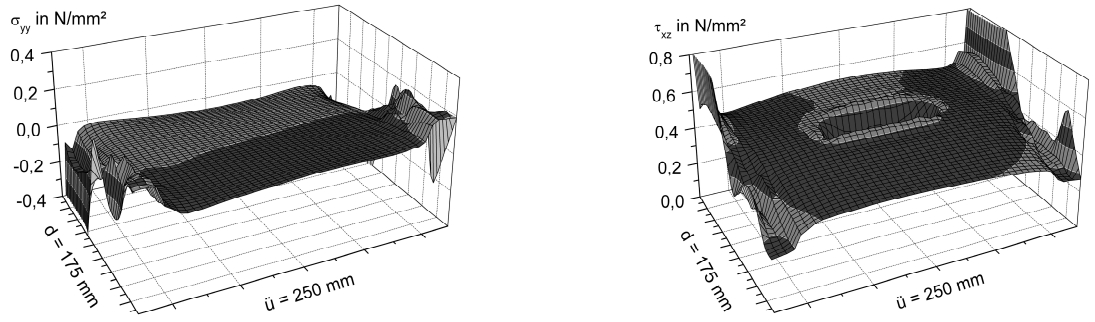
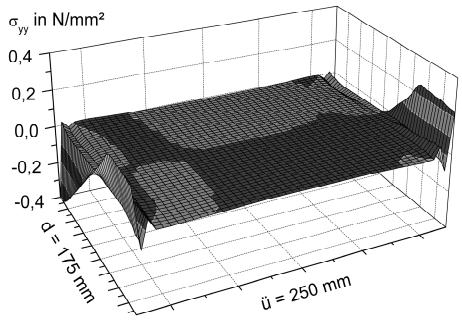
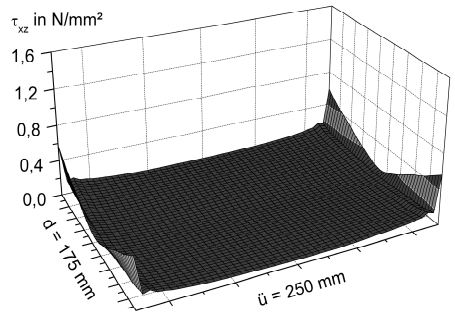


Bild F25: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

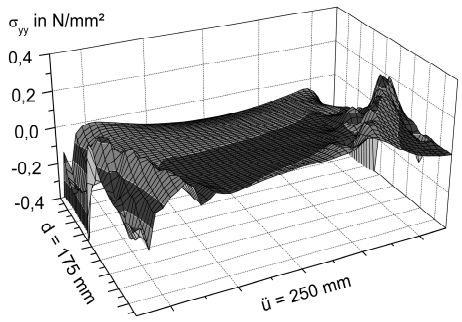
a) n. b.

b)





c)



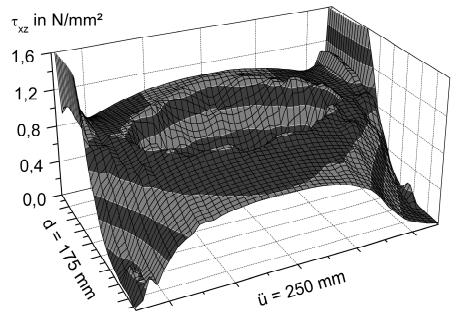
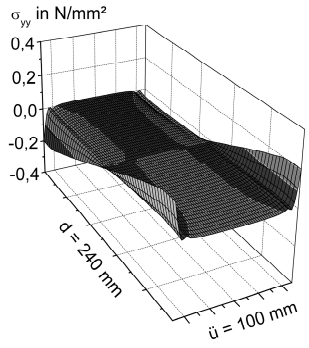
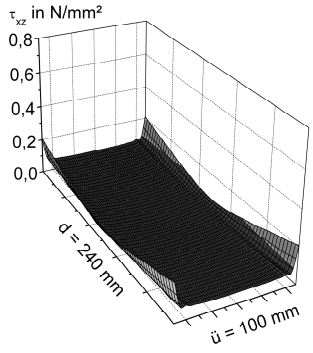


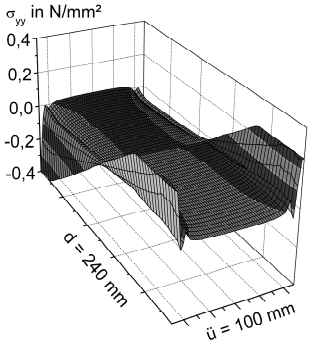
Bild F26: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-1,0
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

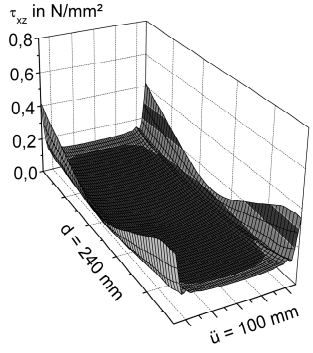
a)



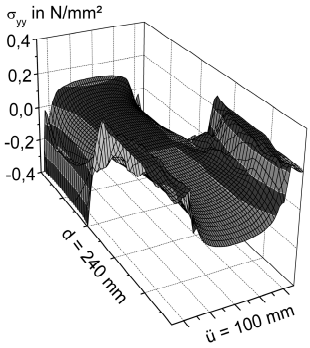


b)





c)



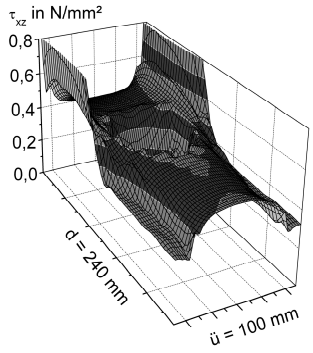
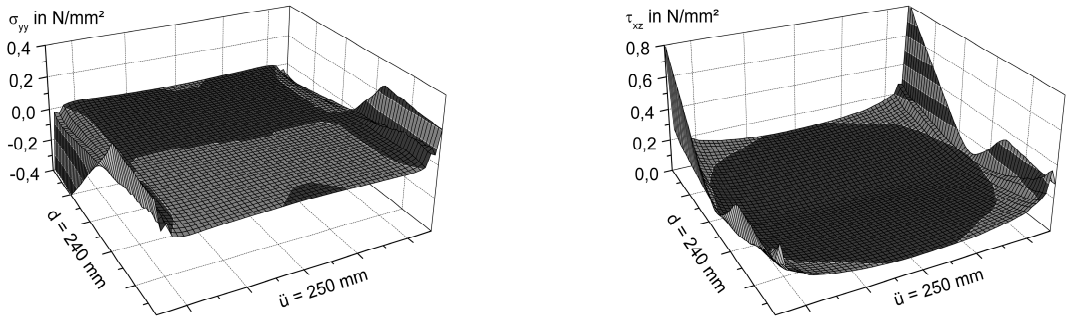


Bild F27: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 240 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a) n. b.

b)



c)

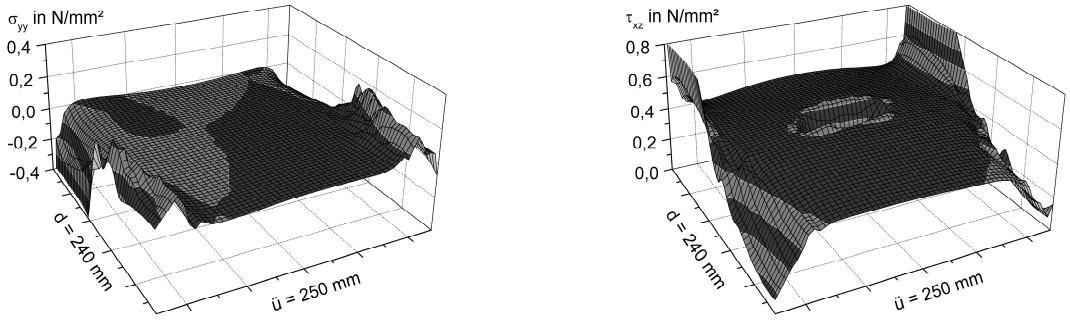
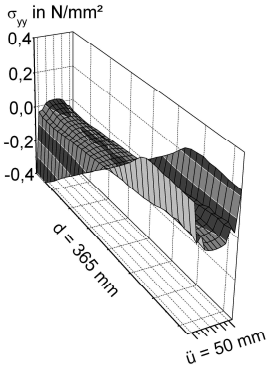
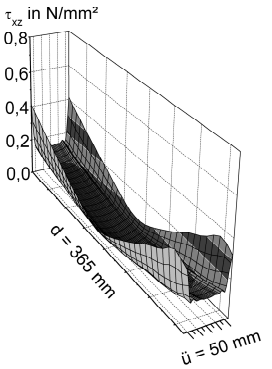


Bild F28: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 240 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

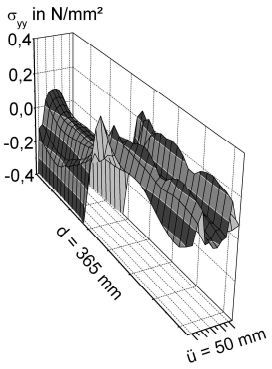
a) n. b.

b)





c)



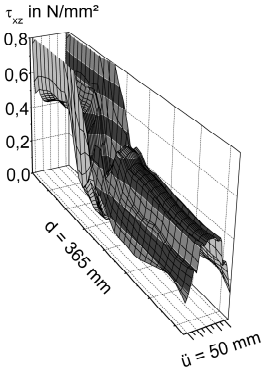
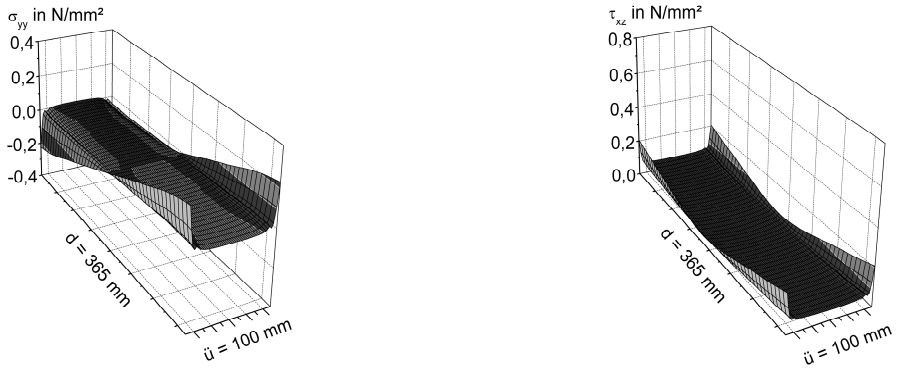
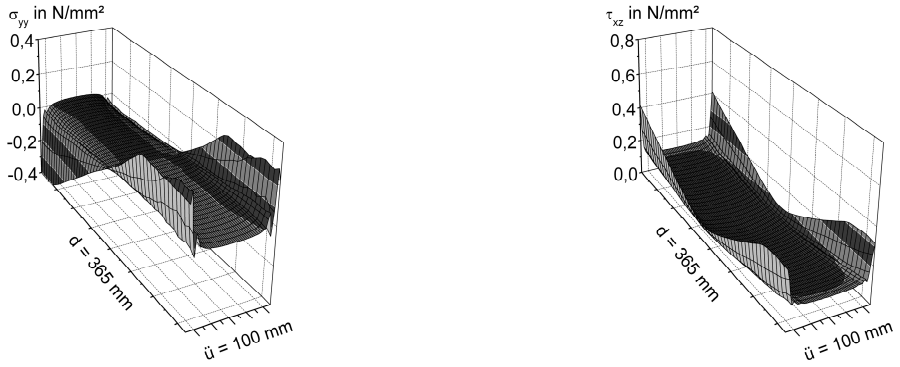


Bild F29: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 365 mm, ü = 50 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a)



b)



c)

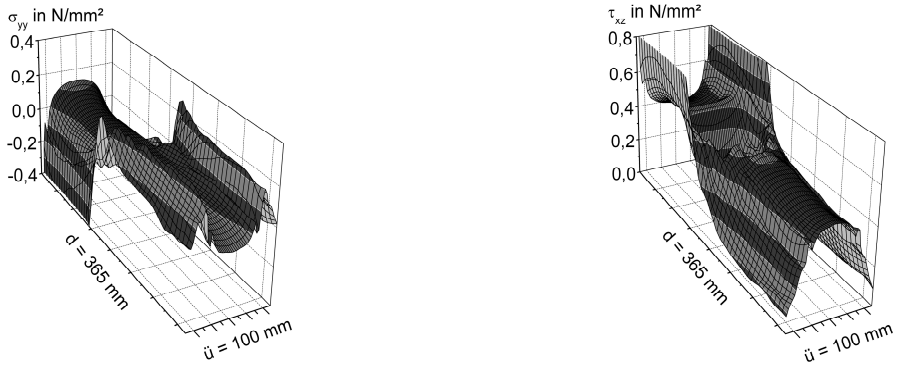
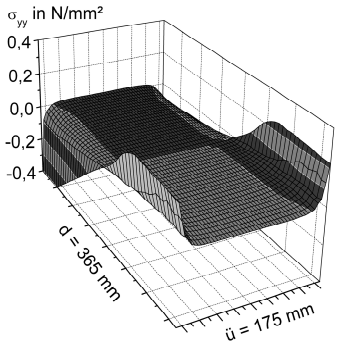
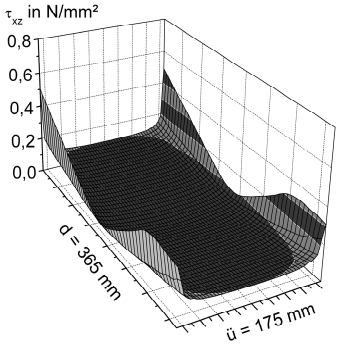


Bild F30: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 365 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

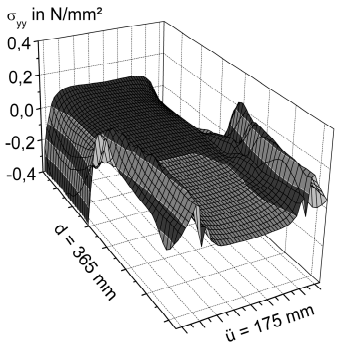
a) n. b.

b)





c)



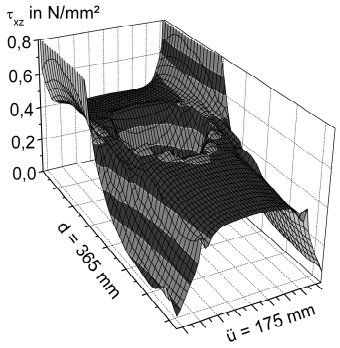
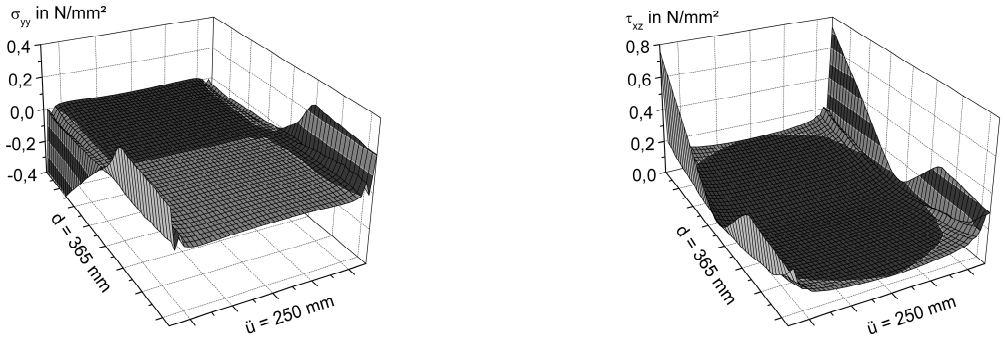


Bild F31: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 365 mm, ü = 175 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a) n. b.

b)



c)

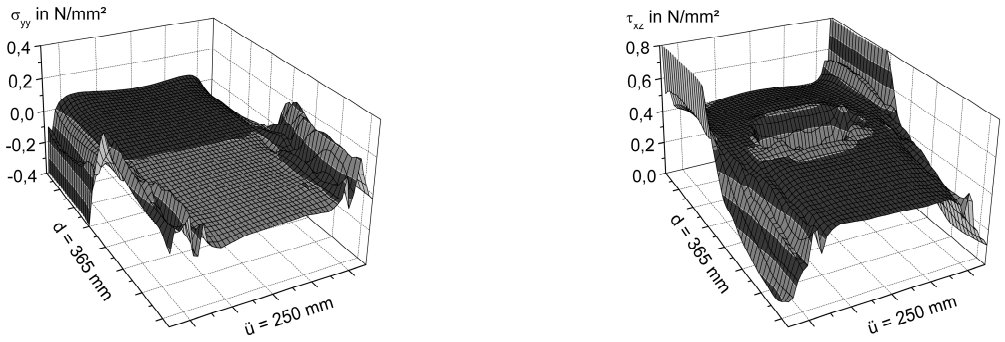
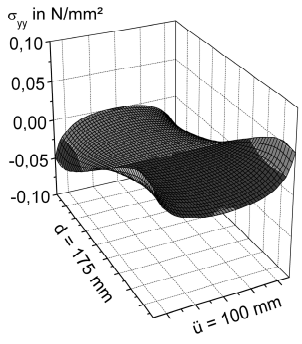
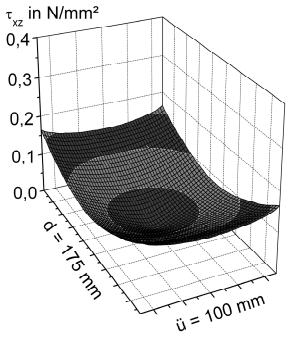


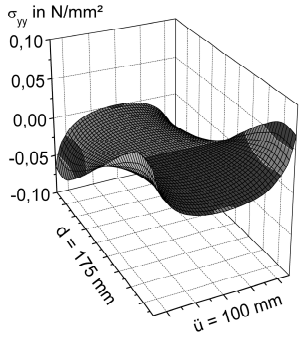
Bild F32: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 365 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

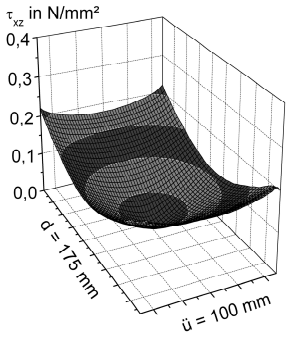
a)



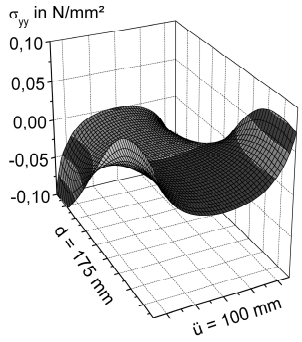


b)





c)



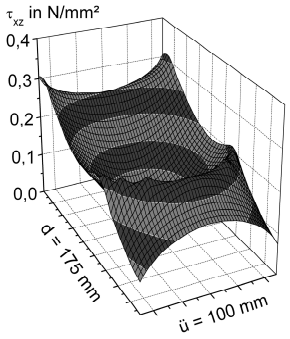
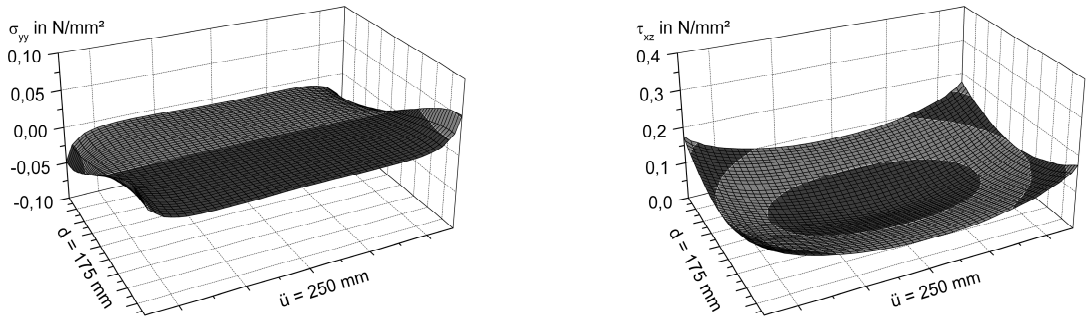
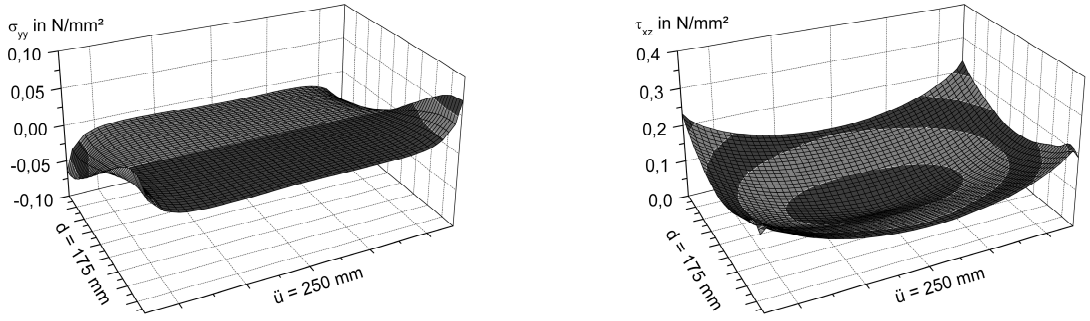


Bild F33: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz NM-0,25
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

a)



b)



c)

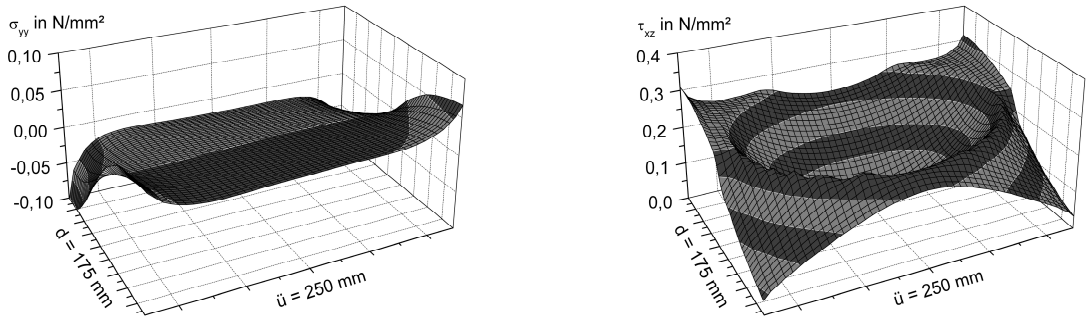
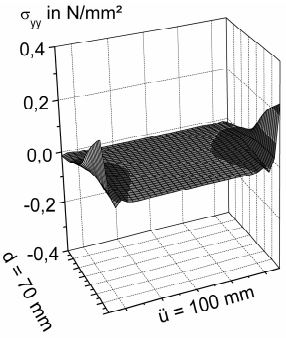
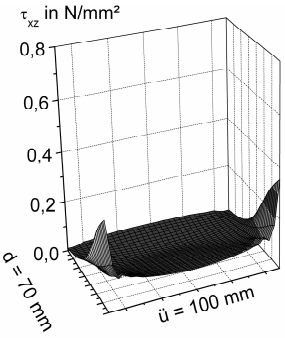


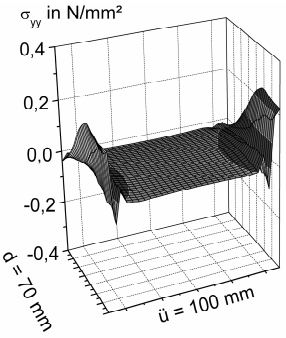
Bild F34: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: resultierende Scherspannungen τ_{xz}

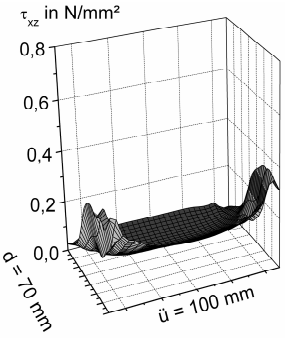
a)



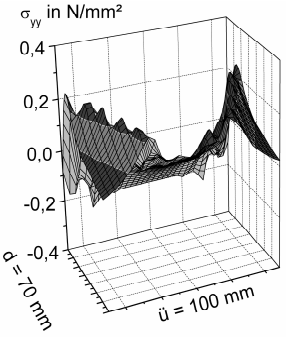


b)





c)



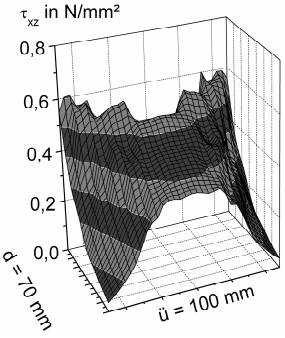
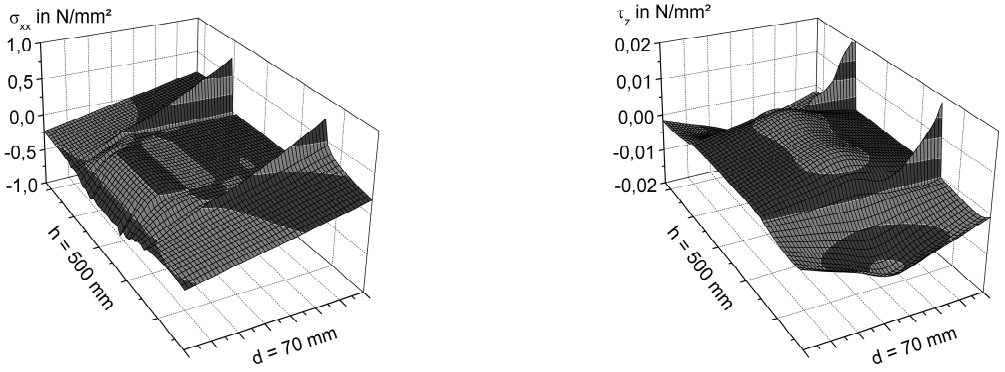


Bild F35: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 70 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz} (Ansicht Zugseite)

a) n. b.

b)



c)

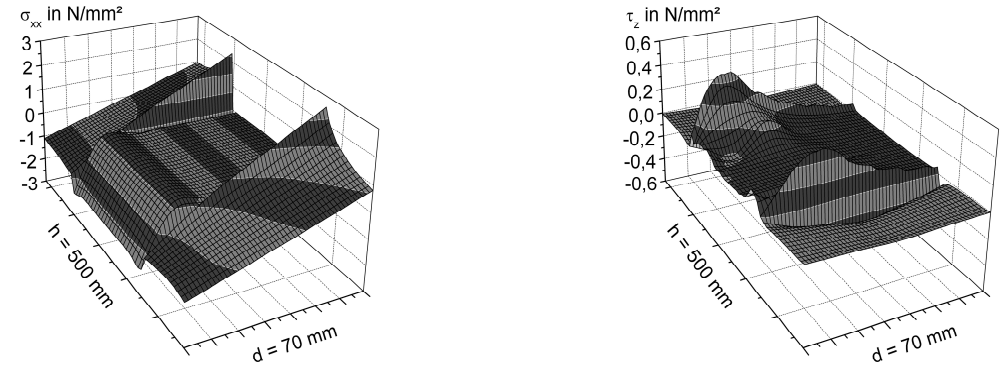


Bild F36: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Stoßfuge und im Mauerstein, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 70 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss (in Lagefuge), c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{xx} rechts: Scherspannungen τ_z

a)



b)



c)

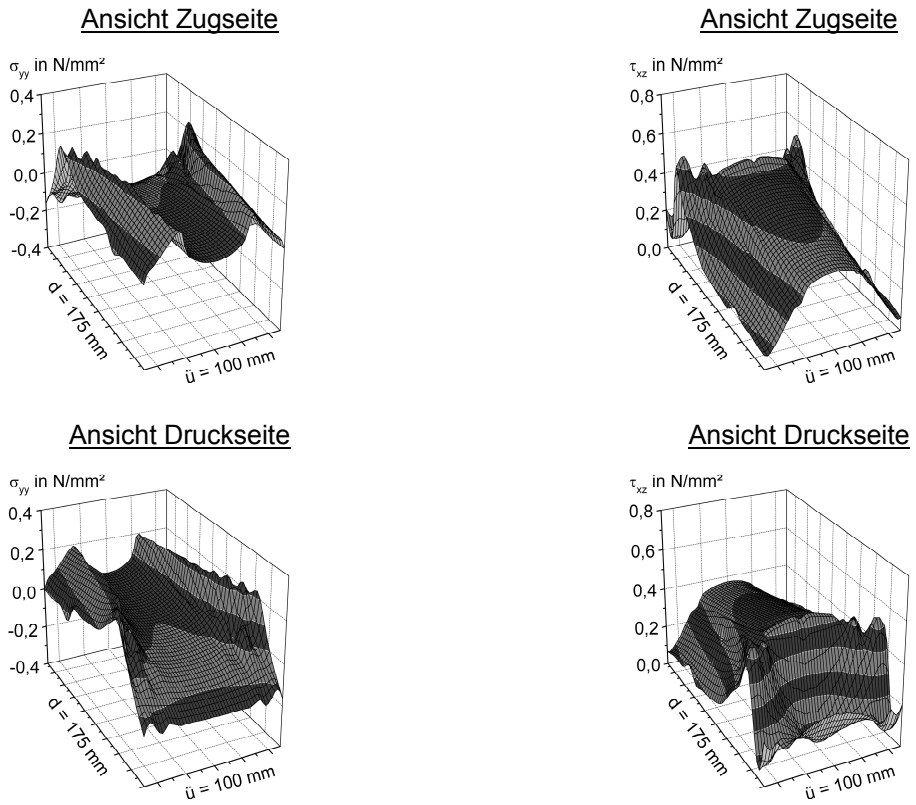
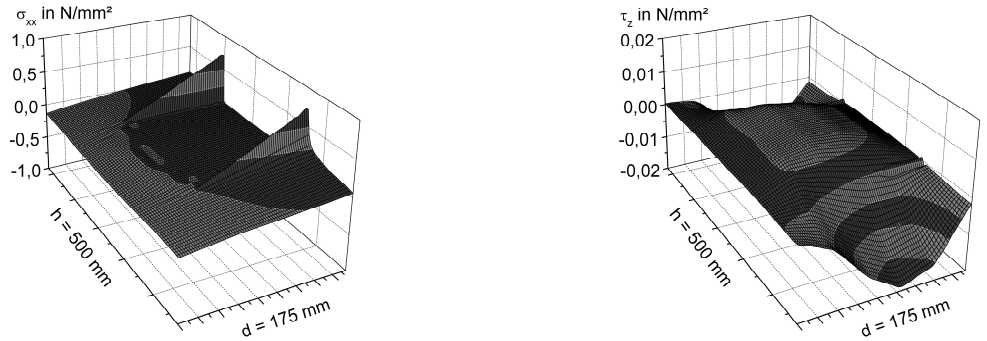


Bild F37: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz} (Ansicht Zugseite)

a) n. b.

b)



c)

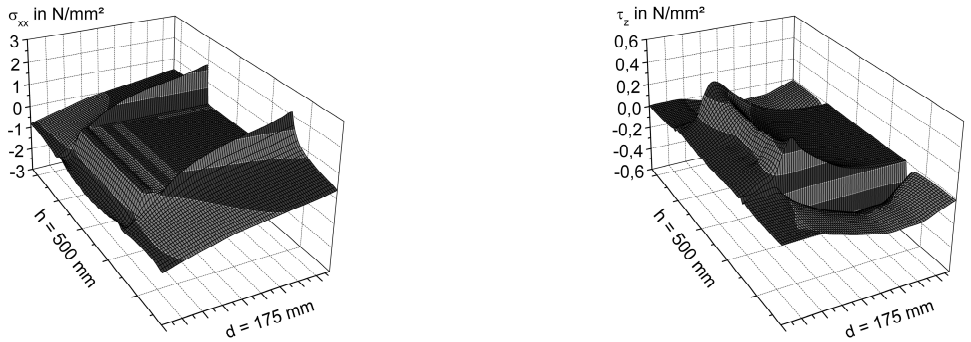
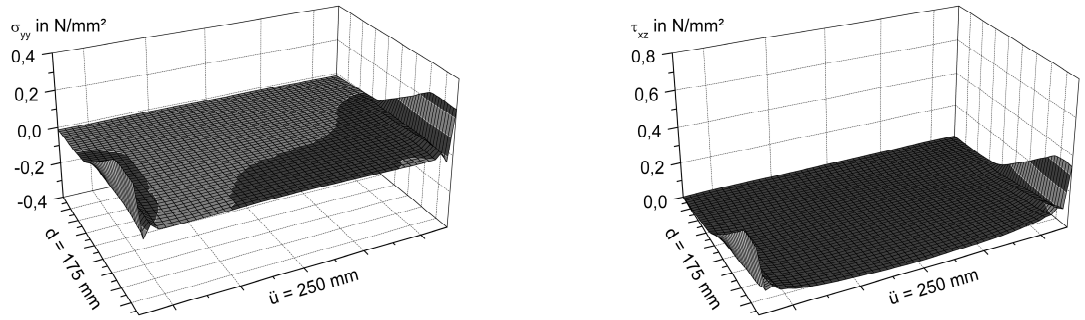
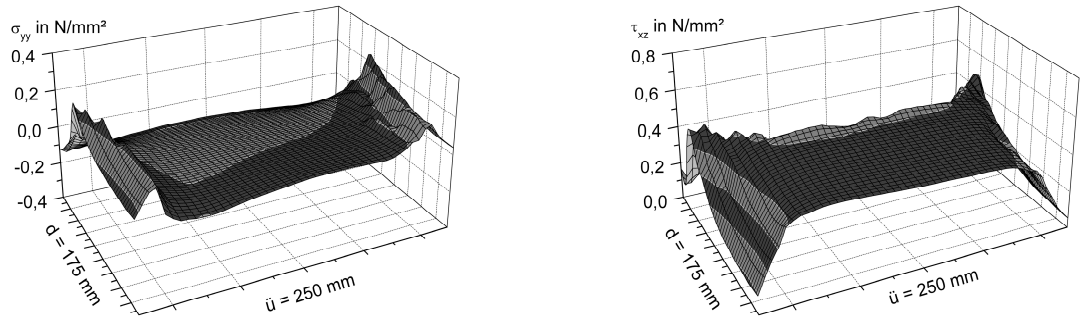


Bild F38: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Stoßfuge und im Mauerstein, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{xx} rechts: Scherspannungen τ_z

a)



b)



c)

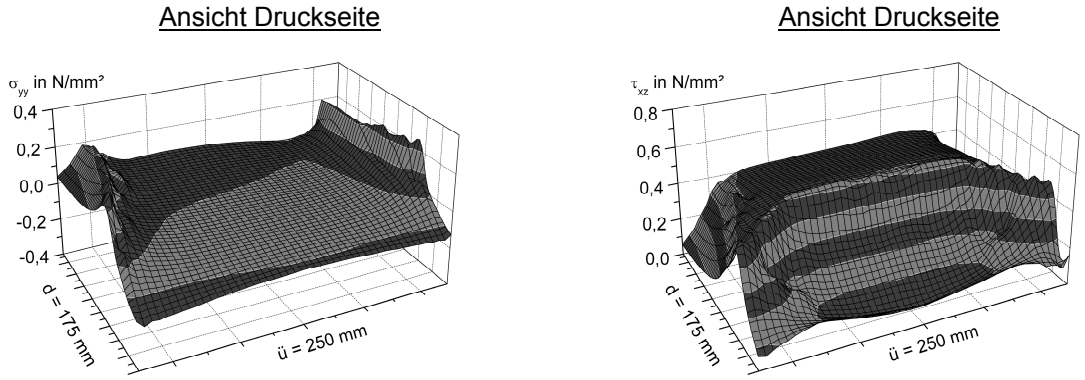
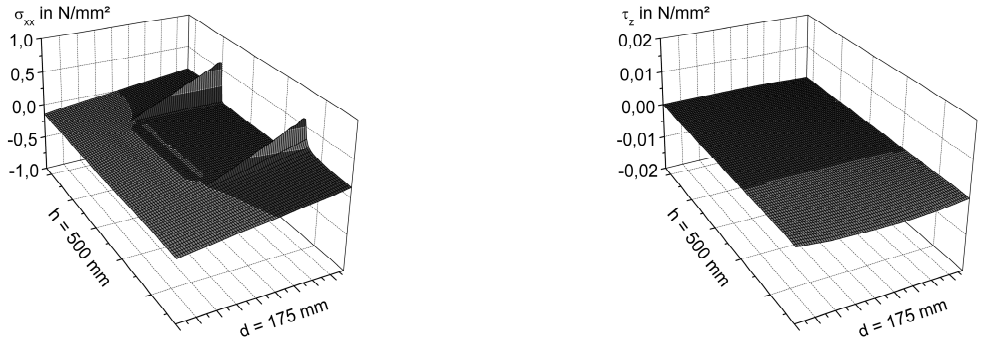


Bild F39: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 175 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz} (Ansicht Zugseite)

a) n. b.

b)



c)

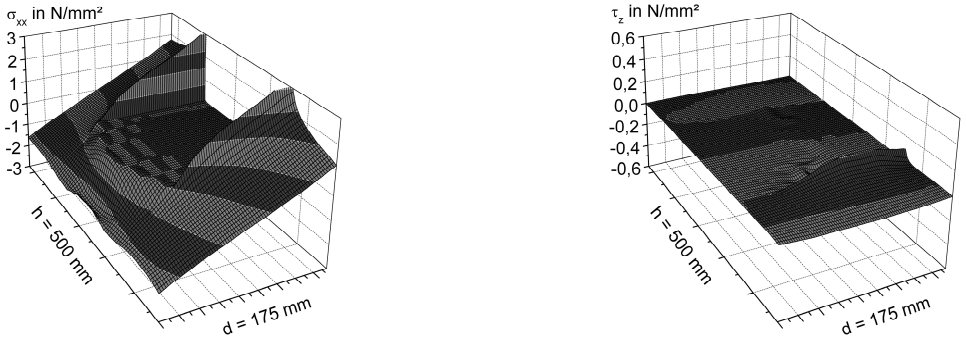
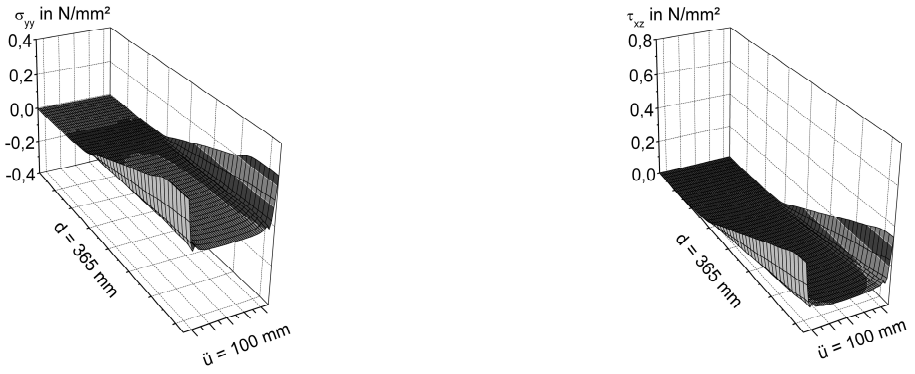
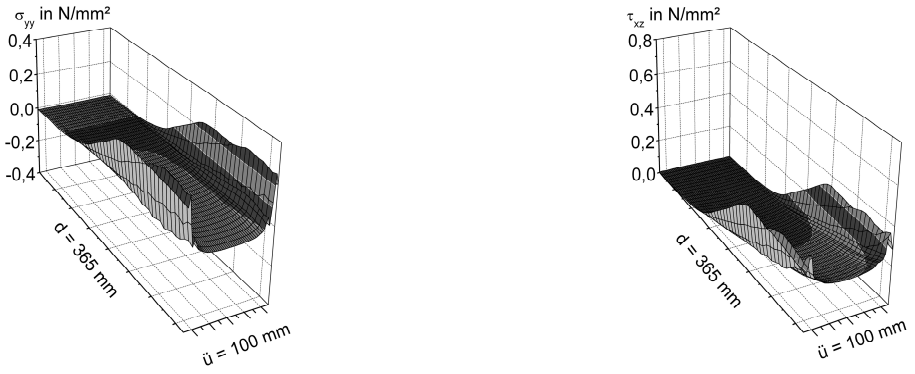


Bild F40: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Stoßfuge und im Mauerstein, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 175 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{xx} rechts: Scherspannungen τ_z

a)



b)



c)

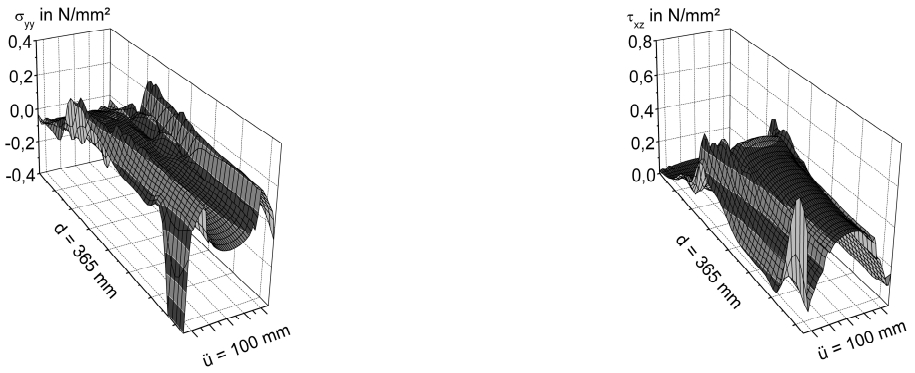
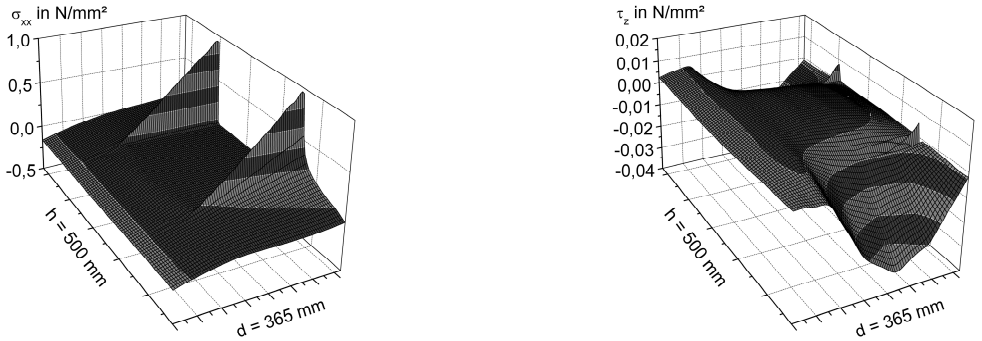


Bild F41: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 365 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz} (Ansicht Zugseite)

a) n. b.

b)



c)

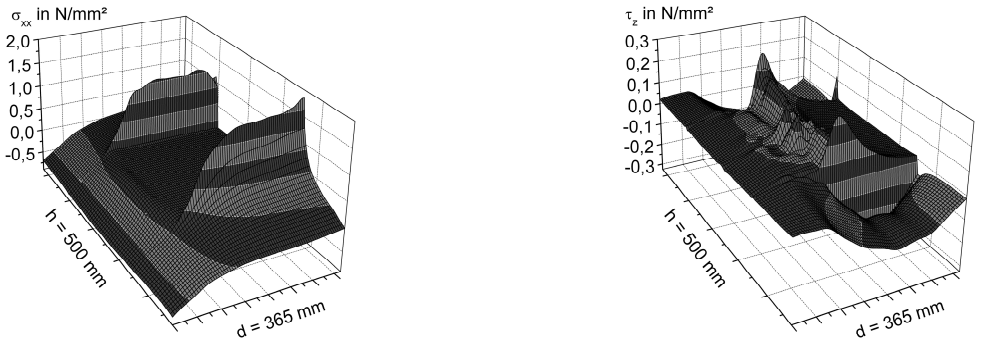
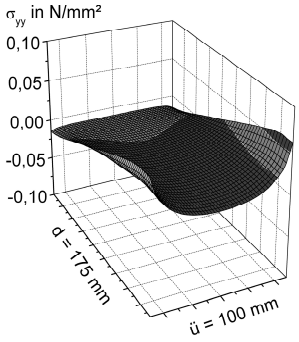
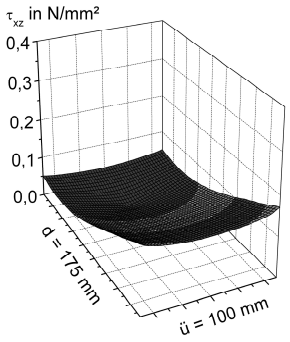


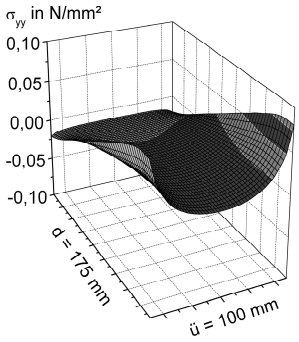
Bild F42: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Stoßfuge und im Mauerstein, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 365 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{xx} rechts: Scherspannungen τ_z

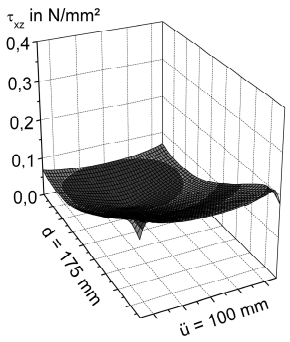
a)



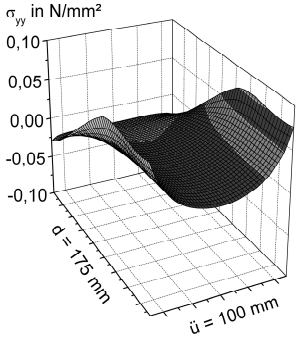


b)

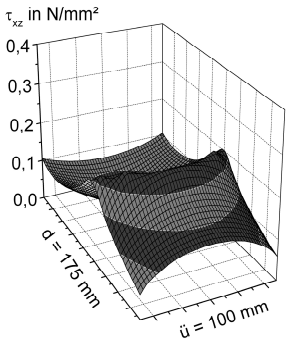




c)



Ansicht Zugseite



Ansicht Druckseite

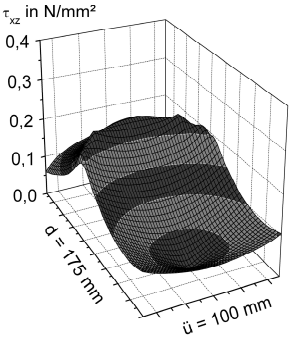
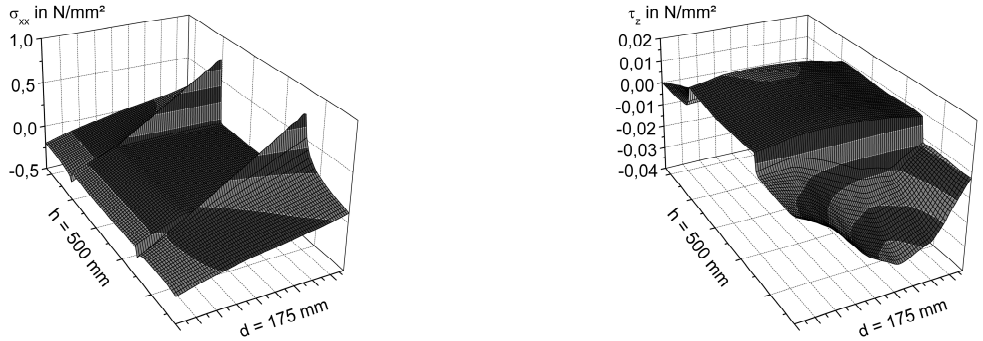


Bild F43: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz NM-0,25
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz} (Ansicht Zugseite)

a) n. b.

b)



c)

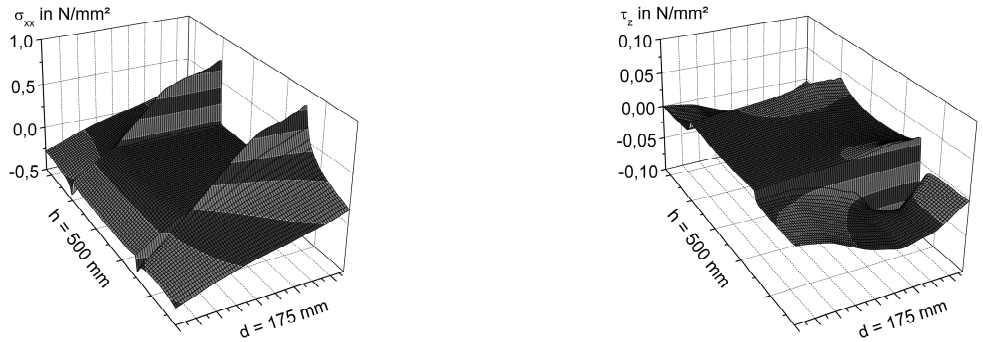
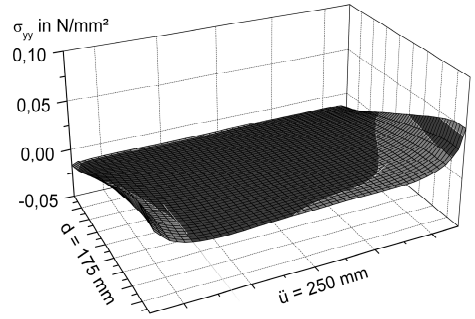
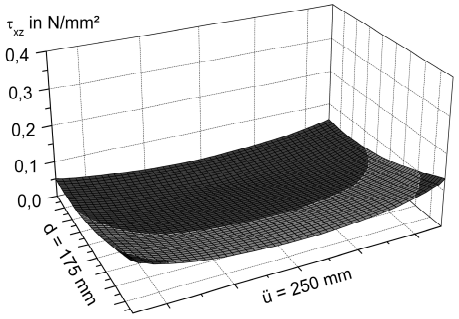


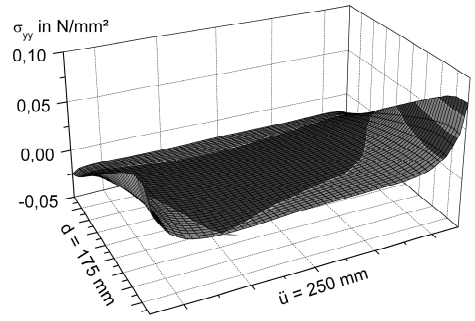
Bild F44: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Stoßfuge und im Mauerstein, Stoffgesetz NM-0,25
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{xx} rechts: Scherspannungen τ_z

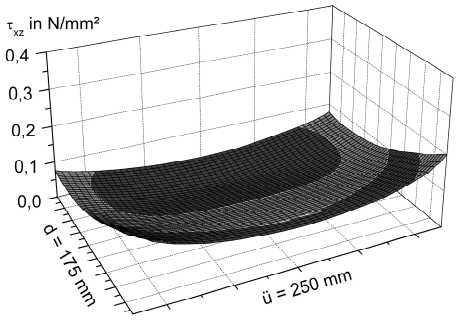
a)



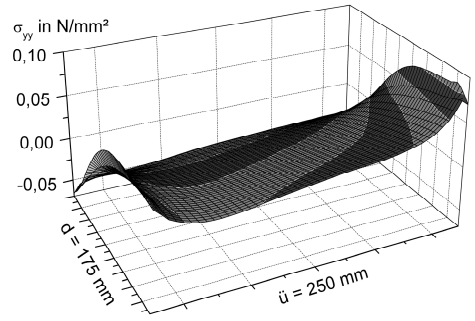


b)

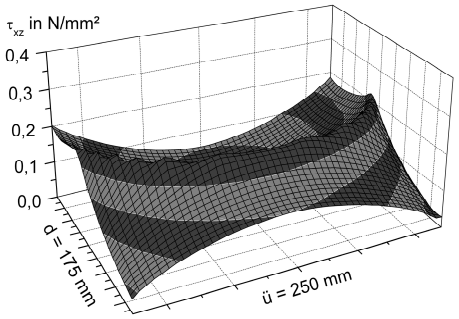




c)



Ansicht Zugseite



Ansicht Druckseite

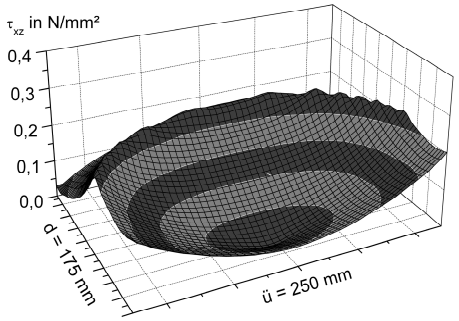
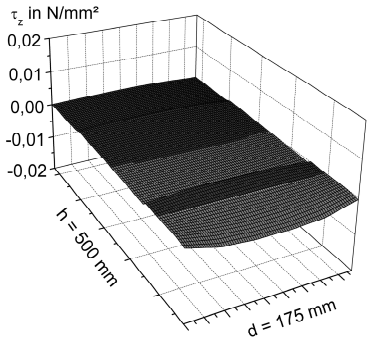


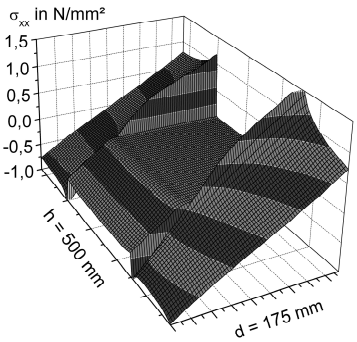
Bild F45: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz NM-0,25
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 175 mm, ü = 250
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz} (Ansicht Zugseite)

a) n. b.

b) n. b.



c)



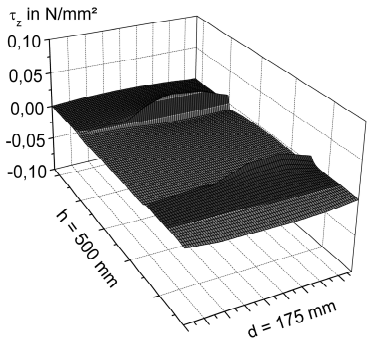


Bild F46: Ergebnisse der Parameterstudie - Fugenversagen
Spannungsvereilung in der Stoßfuge und im Mauerstein, Stoffgesetz NM-0,25
Stoßfugen vm (nur Druckkraftübertragung), d = 175, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannung σ_{xx} rechts: Scherspannungen τ_z

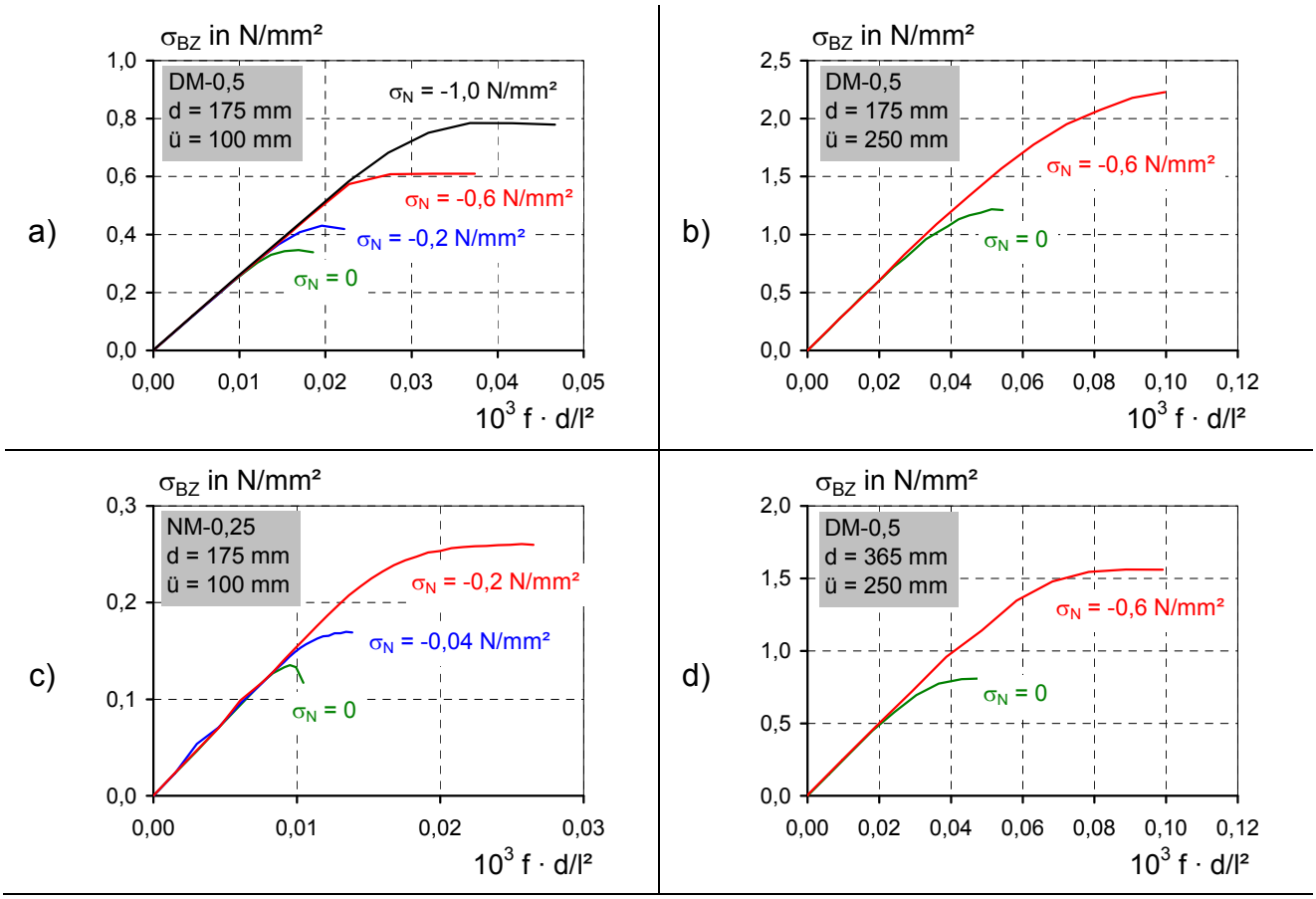
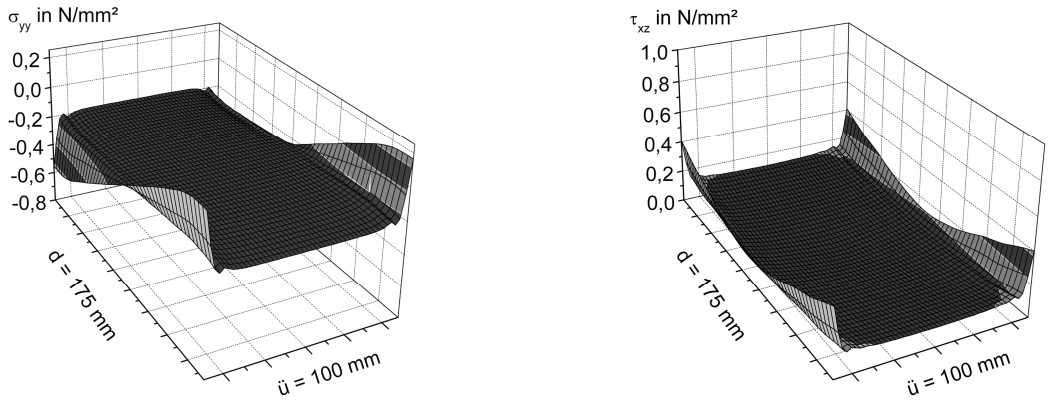


Bild F47: Ergebnisse der Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Auflast
Spannungs-Durchbiegungskurven (bezogen) in Abhängigkeit der Normalspannung
a), b) und d) Stoffgesetz DM-0,5, Stoßfugen uv
c) Stoffgesetz NM-0,25, Stoßfugen uv

a) n. b.

b)



c)

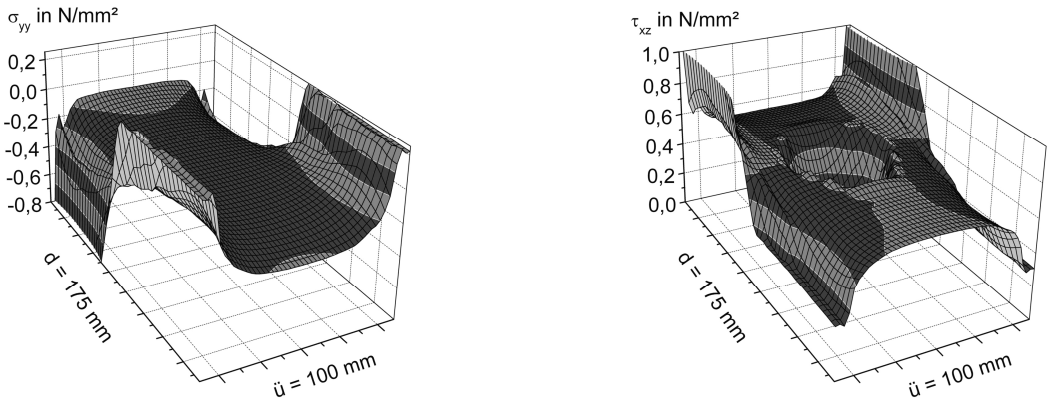
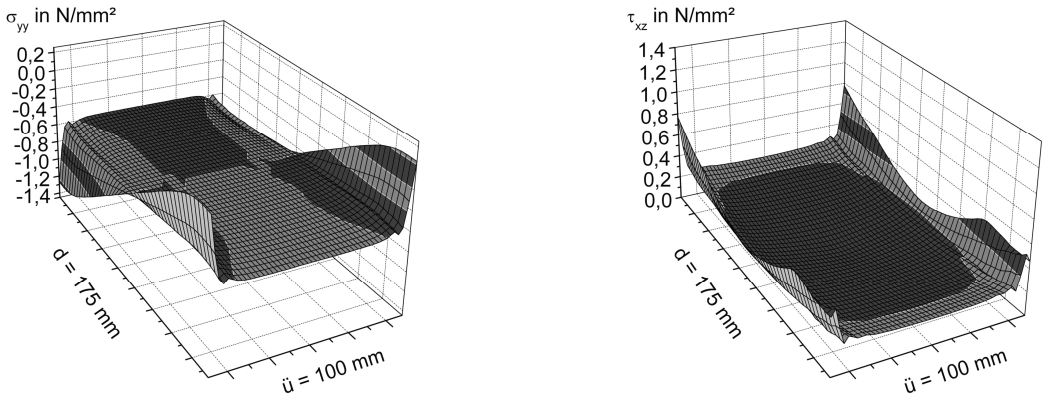
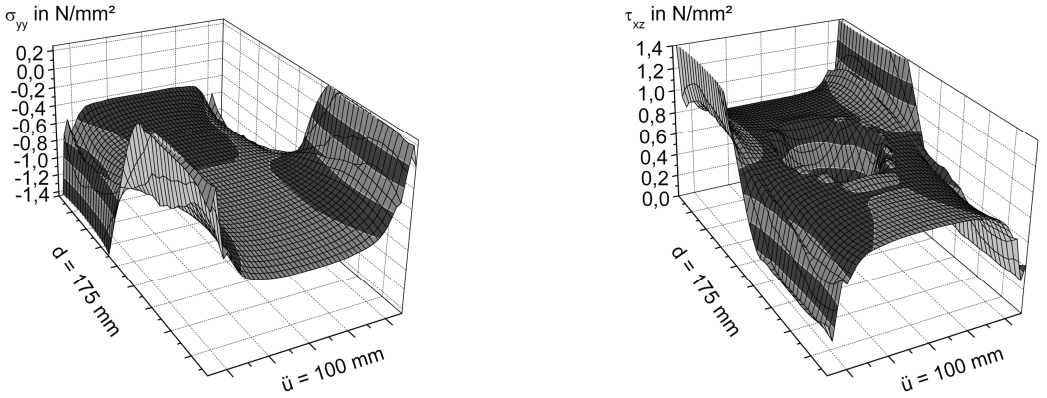


Bild F48: Ergebnisse der Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Auflast
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz}
Auflast σ_N = -0,2 N/mm²

a)



b)



c)

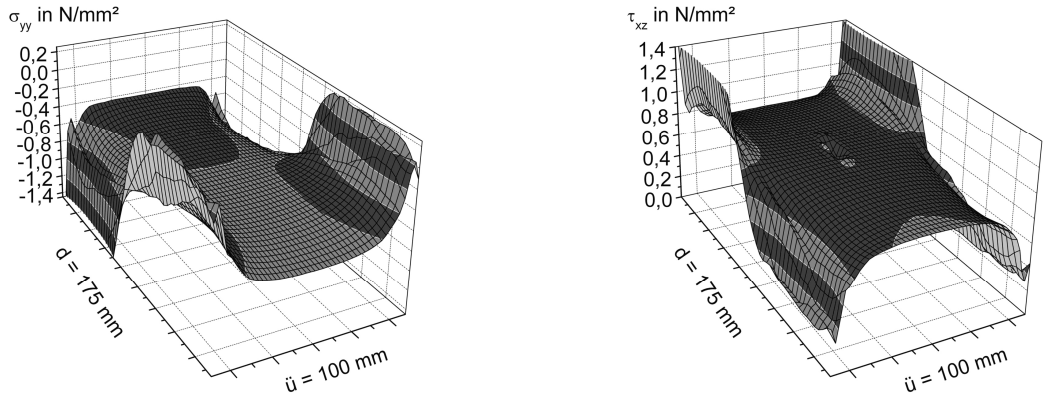
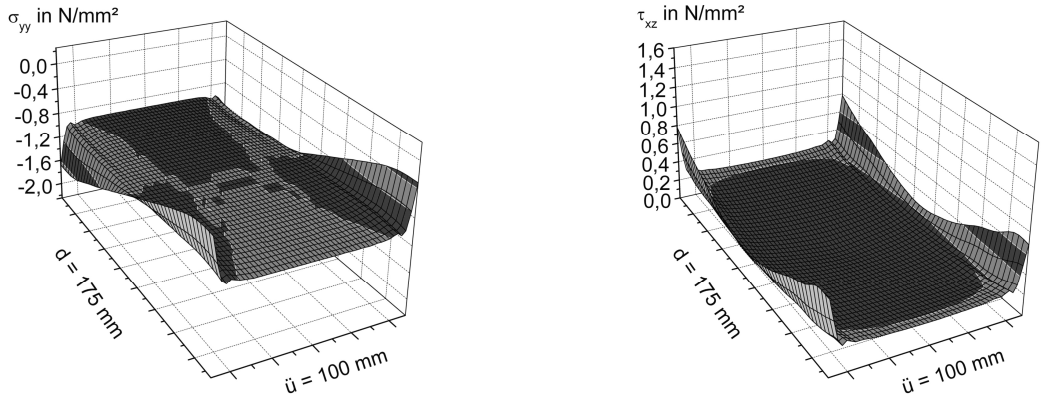


Bild F49: Ergebnisse der Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Auflast
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz}
Auflast σ_N = -0,6 N/mm²

a) n. b.

b)



c)

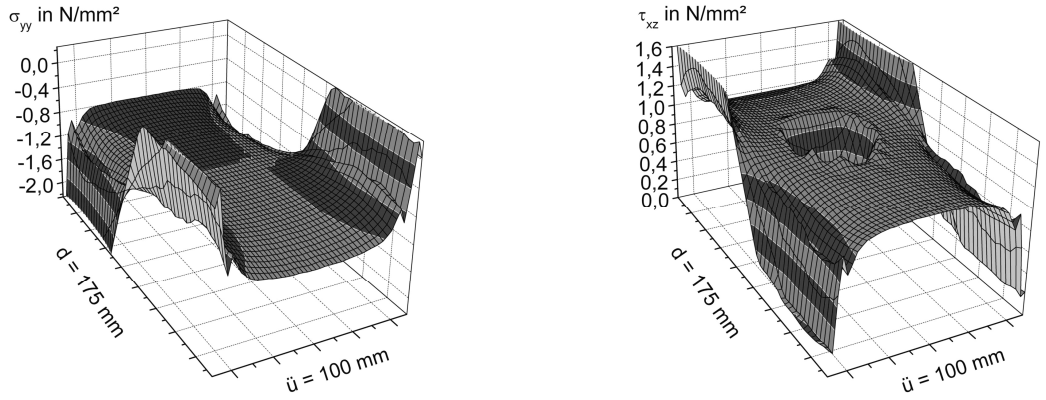
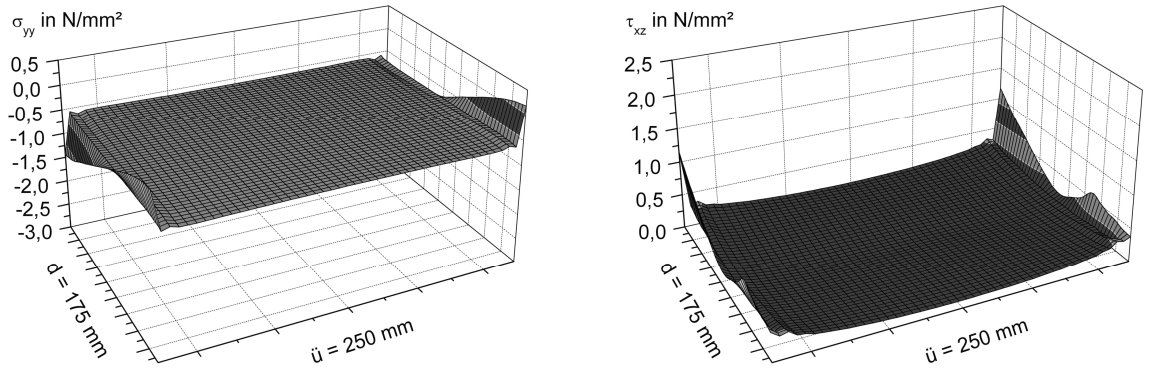


Bild F50: Ergebnisse der Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Auflast
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 100 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz}
Auflast σ_N = -1,0 N/mm²

a) n. b.

b)



c)

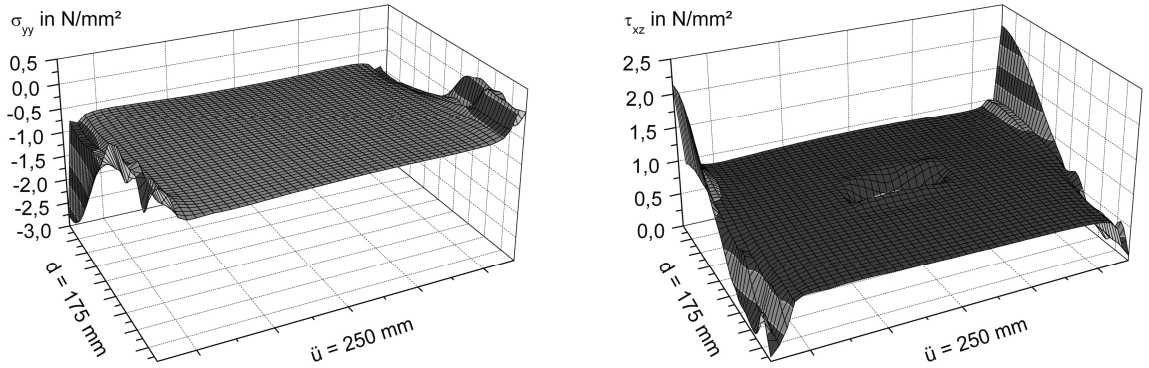
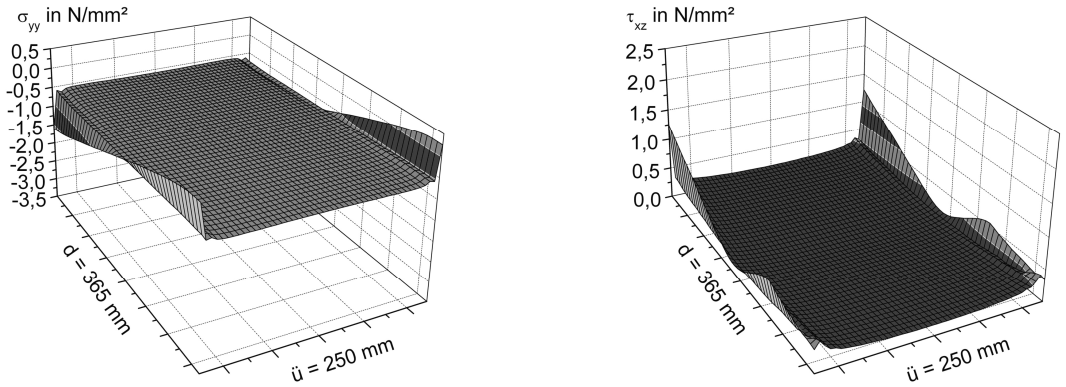


Bild F51: Ergebnisse der Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Auflast
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz}
Auflast σ_N = -0,6 N/mm²

a) n. b.

b)



c)

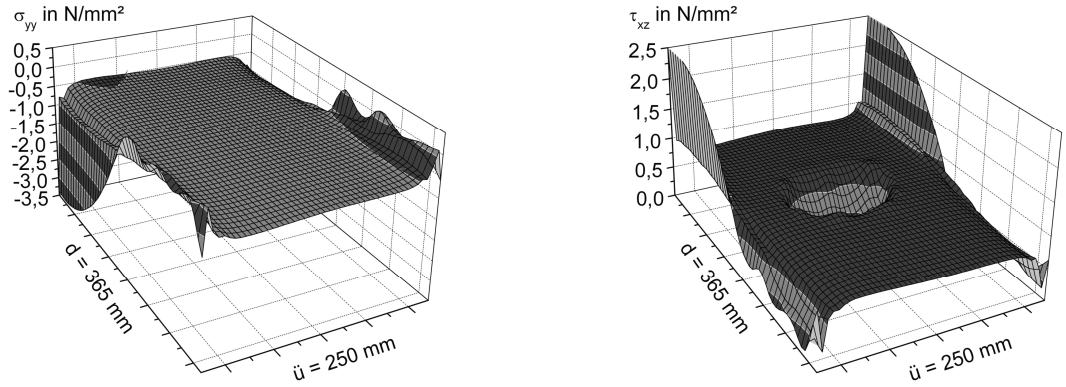
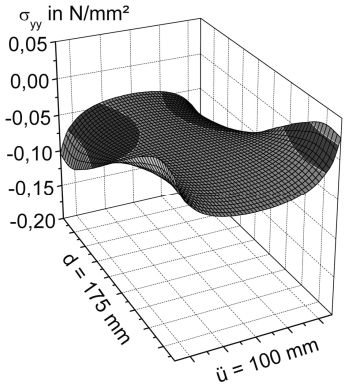
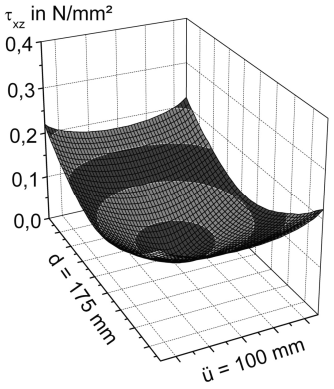


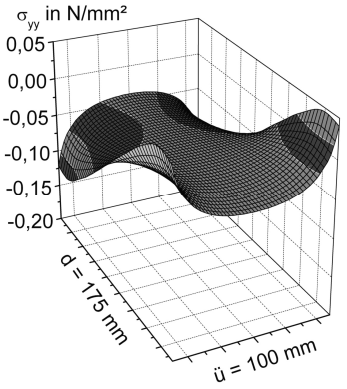
Bild F52: Ergebnisse der Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Auflast
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz DM-0,5
Stoßfugen uv, d = 365 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz}
Auflast σ_N = -0,6 N/mm²

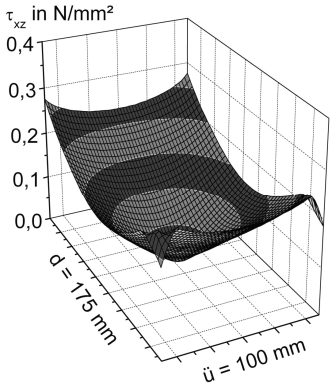
a)



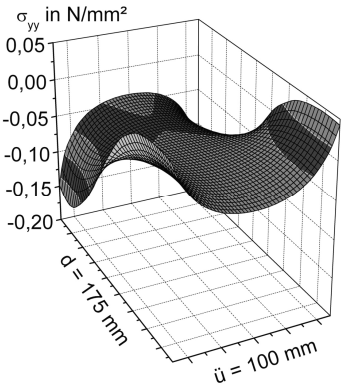


b)





c)



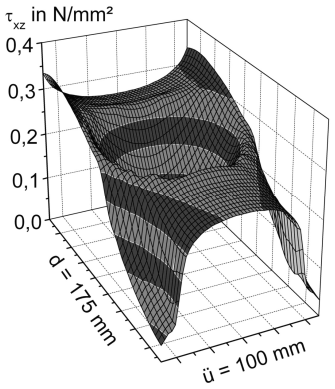
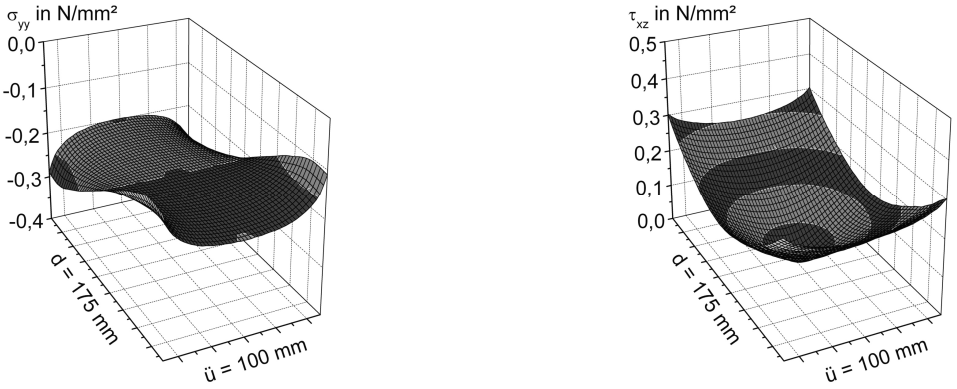
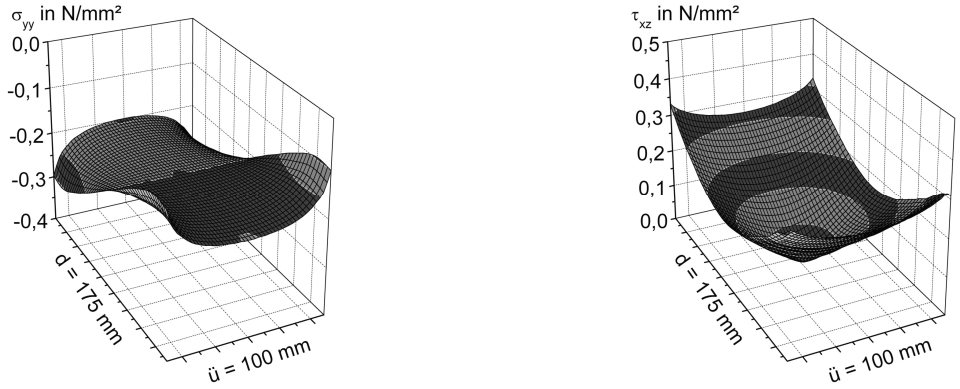


Bild F53: Ergebnisse der Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Auflast
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz NM-0,25
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz}
Auflast σ_N = -0,04 N/mm²

a)



b)



c)

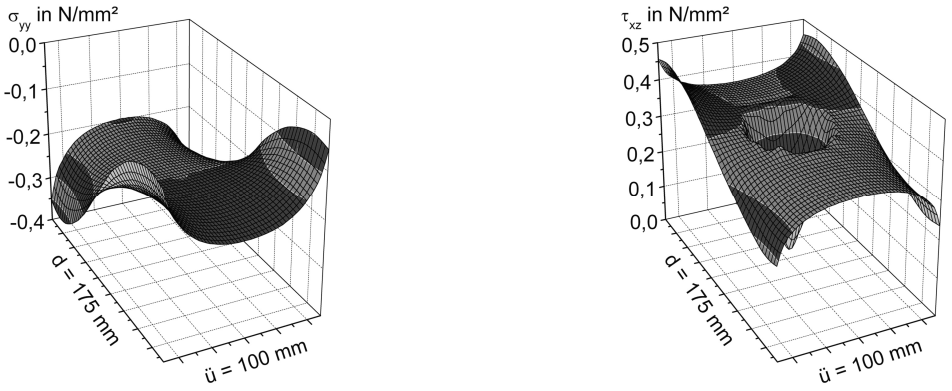


Bild F54: Ergebnisse der Parameterstudie – Fugenversagen bei gleichzeitiger Auflast
Spannungsverteilung in der Lagerfuge, Stoffgesetz NM-0,25
Stoßfugen uv, d = 175 mm, ü = 250 mm
a) elastischer Zustand, b) nach Erstriss, c) bei Maximallast
links: Normalspannungen σ_{yy}, rechts: Scherspannungen τ_{xz}
Auflast σ_N = -0,2 N/mm²

Berechnungsansätze für Steinversagen

unvermörtelte Stoßfugen

$$f_{x2,uv,S} = \frac{(ü/h)^{2,45}}{\frac{d^{1,17}}{3500 + 4,5 \cdot d^{1,17}} + \frac{(ü/h)^{2,45}}{0,31 \cdot \left(1 + 2^{-0,011 \cdot d}\right)}} \cdot \zeta \cdot f_{t,u}$$

vermörtelte Stoßfugen

$$f_{x2,vm.S} = \begin{cases} f_{fl,u,min} & \text{für } f_{fl,m} \geq f_{fl,u,min} \\ \left(1,15 + 0,825 \cdot \frac{f_{fl,m}}{f_{fl,u}}\right) \cdot f_{x2,uv,S} \leq f_{fl,u,min} \\ \qquad\qquad \geq f_{fl,m} & \text{für } f_{fl,m} < f_{fl,u,min} \end{cases}$$

ü/h	[-]	Verhältnis Überbindemaß / Steinhöhe
d	[mm]	Wanddicke
$f_{t,u}$	[N/mm²]	tatsächliche Zugfestigkeit bei vorgegebener Bruchebene
$f_{fl,u}$	[N/mm²]	tatsächliche Biegezugfestigkeit (vereinfachend $\approx f_{t,u}$)
$f_{fl,u,min}$	[N/mm²]	minimale Biegezugfestigkeit in der schwächsten Querschnittsebene
$f_{fl,m}$	[N/mm²]	Biegehaftzugfestigkeit in der Stoßfuge
ζ	[-]	Materialfaktor = 0,75 für Mauerziegel = 1 für Kalksandsteine und Porenbeton = 1,6 für Leichtbeton- und Betonsteine
f_{x2}	[N/mm²]	Mauerwerk-Biegezugfestigkeit *Indizes:* uv – unvermörtelte Stoßfugen vm – vermörtelte Stoßfugen S – Steinversagen

Berechnungsansätze für Fugenversagen

unvermörtelte Stoßfugen

$$f_{x2,uv,F} = \frac{6}{5} \cdot \frac{ü}{h} \cdot \left(1 + \frac{ü}{d}\right) \cdot \left(c_0 \cdot \varphi(ü, ü/d) - \sigma_N \cdot \Phi_0\right)$$

mit

$$\varphi(ü, ü/d) = \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{ü}{500}\right) \cdot \left(0{,}9 + 0{,}2 \cdot \min\left\{\frac{ü}{d}; \frac{d}{ü}; 0{,}5\right\}\right)$$

vermörtelte Stoßfugen

$$f_{x2,vm,F} = f_{x2,uv,F} \cdot \max\left(2{,}1 - 0{,}7\frac{ü}{d}; 1\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{d}{500}\right) \quad \geq \quad f_{x2,uv,F} \quad \geq \quad f_{fl,m}$$

ü/h	[-]	Verhältnis Überbindemaß / Steinhöhe
ü/d	[-]	Verhältnis Überbindemaß / Wanddicke
d	[mm]	Wanddicke
h	[mm]	Steinhöhe
Φ_0	[-]	Haft- bzw. Anfangsreibungskoeffizient
c_0	[N/mm²]	Anfangshaftscherfestigkeit
σ_N	[N/mm²]	Normalspannung senkrecht zur Lagerfuge Druckspannungen: negativ – Zugspannungen: positiv
$f_{fl,m}$	[N/mm²]	Biegehaftzugfestigkeit in der Stoßfuge
f_{x2}	[N/mm²]	Mauerwerk-Biegezugfestigkeit *Indizes:* uv – unvermörtelte Stoßfugen vm – vermörtelte Stoßfugen F – Fugenversagen

Tabelle G1: Mauerwerkbiegezugfestigkeit - Vergleich der Berechnungsansätze mit eigenen Versuchsergebnissen

Stein	Mörtel	ü	h_u	d	SF	c_0	$f_{fl,m}$	$f_{t,u}$	$f_{fl,u,min}$	f_{x2}			
										Rechenansatz		Versuch	
										VF		MW [min…max]	VF
										S	F		
-	-	mm			-	N/mm²				N/mm²-			-
KSe	EP	250	248	175	uv	∞[6]	-	4,0[1]	2,15[2]	**1,52**	∞	**1,60** [1,55; 1,65]	S
					vm		∞[6]			**2,15**	∞	**2,26** [2,22; 2,29]	S
		50			uv		-			**0,62**	∞	**0,59** [0,53; 0,64]	S
					vm		∞[6]			**2,15**	∞	**2,25** [2,19; 2,31]	S
	DMb	250			uv	0,63[3]	-			**1,52**	1,54	**1,31** [1,30; 1,31]	S (F)
		50			uv					0,62	**0,18**	**0,31** [0,29; 0,33]	F
					vm		0,32[5]			0,75	**0,32**	**0,59** [0,54; 0,64]	F
	NMa	250			uv	0,40[3]	-			1,52	**0,98**	**0,82** [0,68...0,96]	F
					vm		0,2[5]			1,81	**0,98**	**0,87** [0,71…1,01]	F
PPc	DMc	50	248	240	uv	0,5[4]	-	0,45[1]	0,25[2]	**0,06**	0,13	**0,07** [0,07; 0,07]	S
					vm		0,25[5]			**0,25**	0,25	**0,25** [0,24; 0,25]	S
		300			uv		-			**0,16**	1,31	**0,16** [0,16; 0,16]	S
					vm		0,25[5]			**0,25**	1,34	**0,22** [0,22; 0,22]	S
		100			uv		-			**0,12**	0,31	**0,12**	S
KSf	EP	250	248	175	uv	∞[6]	-	2,62[9]	1,31[8] (1,54)	**0,90**	∞	**0,97** [0,93; 1,01]	S
		60			uv					**0,47**	∞	**0,60** [0,56; 0,63]	S
					vm		∞[6]			**1,31**	∞	**1,34** [1,28; 1,39]	S
	DMb	120			uv	0,63[10]	-			**0,79**	**0,57**	**0,69** [0,68; 0,70]	F (S)
HLzb	DMd	120	248	365	uv	0,5[10]	-	1,25[9]	0,39[7]	**0,25**	0,34	**0,25** [0,23; 0,28]	S
					vm		0,25[5]			**0,33**	0,48	**0,36** [0,34; 0,38]	S
VMzc	NMb	115	71	115	uv	0,34[13]	-	7,26[11]	3,51[11]	2,37	**1,22**	**0,91** [0,74; 1,09]	F
					vm		0,17[5]			2,77	**1,58**	**1,63** [1,57; 1,67]	F (S)
		45			vm					2,60	**0,58**	**1,25** [1,08; 1,40]	F
KHLzd	NMb	115	71	115	uv	0,38[13]	-	6,69[12]	3,35[12]	2,19	**1,36**	**1,07** [0,80; 1,26]	F
					vm		0,19[5]			2,57	**1,76**	**1,31** [1,00; 1,50]	F (S)
		45			vm					2,41	**0,64**	**1,28** [1,07; 1,40]	F

1) Bei den Vollsteinen KSe und PPc wurde die „tatsächliche Zugfestigkeit“ $f_{t,u}$ entsprechend der ermittelten Stoffgesetze (siehe Abschnitt 3) angesetzt.

2) Zur Berücksichtigung der Randzonenschwächung wurde bei den Vollsteinen KSe und PPc die minimale Biegezugfestigkeit zu 50% der an den Mauersteinen ermittelten (tatsächlichen) Biegezugfestigkeit angenommen.

3) Die Haftscherfestigkeit des Dünnbettmörtels und des Normalmörtels wurde beim Kalksandsteinmauerwerk KSe entsprechend der ermittelten Stoffgesetze, beim Dünnbettmörtel als Mittelwert von DMb1 und DMb2, angenommen.

4) Da beim Porenbeton-Mauerwerk keine Untersuchungen zum Verbundverhalten vorliegen, wurde die Mindesthaftscherfestigkeit entsprechend DIN V 18580 gewählt.

5) Als Biegehaftzugfestigkeit in der Stoßfuge wurde vereinfachend die halbe Haftscherfestigkeit angesetzt. Die Werte sind damit insbesondere beim Dünnbettmörtel deutlich kleiner als die Ergebnisse der Biegehaftzugversuche (siehe Tabelle C4). Für den Dünnbettmörtel entspricht dieser Wert jedoch näherungsweise auch dem Wert, der in den numerischen Berechnungen angesetzt wurde.

6) Für den Epoxidharzmörtel wurde ein Fugenversagen ausgeschlossen.

7) Bei den Hochlochziegeln HLzb wurde die „minimale Biegezugfestigkeit“ $f_{fl,u,min}$ der im Versuch ermittelten Biegezugfestigkeit an der Bruchstelle f'_{fl} gleichgesetzt, siehe Tabelle B6.

8) Für die Kalksandsteine KSf erfolgte entsprechend der Vollsteine eine geringfügige Abminderung der minimalen Biegezugfestigkeit aus den Versuchen auf die Hälfte der tatsächlichen Zugfestigkeit.

9) Die tatsächliche Zugfestigkeit der Mauersteine KSf und HLzb wurde entsprechend der Angaben in Abschnitt 6 angenommen und basiert bei den Ziegeln auf den Untersuchungen an gekerbten Prüfkörpern und bei den Kalksandsteinen auf den Ergebnissen der Wandversuche mit ü= 250 mm. Hierauf ist zunächst auch die gute Übereinstimmung zwischen Versuch- und Berechnungsergebnis bei der Versuchsserie KSf zurückzuführen, wobei der auf den Untersuchungen an Vollsteinen basierende Verhältniswert von Mauerstein-Zugfestigkeit zu Mauerwerk-Biegezugfestigkeit nicht grundsätzlich auf die Lochsteine hätte übertragbar sein müssen.

10) Die Stoffgesetze für die Mörtelfuge wurden bei den Lochsteinen entsprechend der Vollsteine entweder auf Grundlage der Versuchsergebnisse oder der normativen Kennwerte gewählt.

11) Bei den Vollsteinen VMzc wurde analog zu den Versuchsserien KSe und PPc die „tatsächliche Zugfestigkeit“ $f_{t,u}$ entsprechend der ermittelten Stoffgesetze, siehe Abschnitt 3, und die minimale Biegezugfestigkeit zu 50% der an den Mauersteinen ermittelten (tatsächlichen) Biegezugfestigkeit an der Stelle des maximalen Moments angenommen, siehe Tabelle B6. Dieser Wert liegt auch im Wertebereich der auf die Bruchstelle bezogenen Biegezugfestigkeit.

12) Da bei den Lochziegeln KHlzd das Versagen an der Stelle des maximalen Moments eingetreten ist, wurde die tatsächliche Zugfestigkeit entsprechend der Vollsteine (unter Vernachlässigung des Dickeneffektes) der Biegezugfestigkeit gleichgesetzt und die minimale Biegezugfestigkeit entsprechend um 50% angemindert.

13) Die Haftscherfestigkeit wurde entsprechend der Angaben in Abschnitt 6 aus den Mauerwerk-Biegeversuchen ohne Auflast mit unvermörtelten Stoßfugen ermittelt. Dabei wurde die tatsächliche Fugenanzahl berücksichtigt und davon ausgegangen, dass in jeder Mörtelfuge, auch bei ganzen Mauersteinen in der oberen und unteren Steinlage, die Torsionsmomente gleich groß sind. Bei den Berechnungsansätzen wird davon ausgegangen, dass in jeder Mörtelfuge das auf eine Mauersteinlage anfallende Moment übertragen wird, wodurch im vorliegenden Fall die Berechnungsergebnisse rd. 25% größer sind als die Versuchsergebnisse.

Tabelle G2: Mauerwerkbiegezugfestigkeit - Vergleich der Berechnungsansätze mit eigenen Versuchsergebnissen
Versuche mit gleichzeitiger Normalkraftbeanspruchung

Stein	Mörtel	ü	h_u	d	SF	c_0	Φ_0	σ_N	$f_{fl,m}$	$f_{t,u}$	$f_{fl,u,min}$	f_{x2}			
												Rechenansatz		Versuch	
												VF		MW [min…max]	VF
												S	F		
-	-	mm			-	Nmm²	-	N/mm²				N/mm²-			-
VMzd	NMb	115	71	115	vm	0,34[14]	0,6[14]	0	0,17[14]	7,26[14]	3,51[14]	2,77	**1,58**	**1,20** [1,16; 1,23]	F
					vm			-0,02				2,77	**1,64**	**1,58**	F
					vm			-0,04				2,77	**1,70**	**1,67** [1,54; 1,79]	F
					vm			-0,2				2,77	**2,18**	**2,33** [2,32; 2,34]	F (S)
					vm			-0,3				2,77	**2,48**	**2,45**	F / S
					vm			-0,4				**2,77**	2,78	**2,41**	S (F)
KHLzd	NMb	115	71	115	vm	0,38[14]	0,6[14]	-0,04	0,19[14]	6,69[14]	3,35[14]	2,57	**1,88**	**1,77** [1,76; 1,78]	F / S
					vm			-0,2				2,57	**2,37**	**1,76**	S (F)

14) Die Kenngrößen für die Mauerstein- und Verbundeigenschaften wurden entsprechend der Versuche ohne Normalkraftbeanspruchung (Tabelle G1) angesetzt. Zusätzlich wurde die jeweilige Auflast σ_N in den Berechnungsgleichungen mit einem Haftreibungskoeffizienten Φ_0 = 0,6 berücksichtigt.

Tabelle G3: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus kleinformatigen Mauerziegeln und Vormauerziegeln
Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen aus [Sch04]

Lfd. Nr. / Quelle		Mauersteine						Mauermörtel			Mauerwerk							f_{x2} berechnet		
		Art, Sorte	Maße			$\beta_{N,st}$	$\beta_{D,st}$	Art, Gruppe	f_{v0}	f_v [1)]	SF	ü	f_{x2}					VF		Δf_{x2}
			l	b	h								n	min	max	MW	VF	S	F	
-		-	mm			N/mm²		-	N/mm²		-	mm	-	N/mm²			-	N/mm²		%
1	[V23]	Mz	240	115	71	16	22,5	NM IIa	0,20	1,89 (1)	vm	115	3	1,10	1,21	1,16	-	**0,63**	0,93	54
2			240	115	71			NM III	0,25	1,57 (1)		115	3	0,90	1,27	1,08	-	**0,64**	1,16	59
3	[V15]		245	119	113	20	25,1	NM IIIa	0,30	-		118	3	0,50	0,77	0,65	-	**0,77**	0,89	119
4	[V21]		236	115	71		25,8	NM IIa	0,20	0,39 (2)		113	5	-		0,82	S/F	**0,78**	0,91	95
5			236	115	71			NM IIa	0,20	0,60 (2)		113	5	-		2,42	S/F	**0,78**	0,91	32
6			236	115	71			NM IIa	0,20	1,00 (2)		113	5	-		1,31	S/F	**0,78**	0,91	59
7			236	115	71			NM IIa	0,20	1,38 (2)		113	5	-		2,80	S/F	**0,78**	0,91	28
8	[V19]		240	115	71	48	61,0	NM IIa	0,20	-		115	4	0,61	1,30	0,96	F	1,83	**0,93**	97
9	[V20]		236	112	69	60	79,0	NM IIa	0,20	5,97 (1)		113	4	1,53	2,03	1,78	-	1,84	**0,94**	53
10	[V23]		240	115	71			NM IIa	0,20	5,11 (1)		115	3	2,16	260	2,30	-	1,83	**0,93**	40
11			240	115	71			NM III	0,25	8,77 (1)		115	3	2,06	2,34	2,20	-	1,84	**1,16**	53
12			240	115	71			NM IIa	0,20	6,59 (1)		115	2	1,86	2,02	1,94	-	1,83	**0,93**	48
13			240	115	71			NM III	0,25	7,65 (1)		115	2	2,15	2,41	2,28	-	1,84	**1,16**	51
14	[V21]		236	115	71		107,7	NM IIa	0,20	0,34 (2)		113	5	-		2,03	F	1,83	**0,91**	45
15			236	115	71			NM IIa	0,20	0,48 (2)		113	5	-		1,23	F	1,83	**0,91**	74
16			236	115	71			NM IIa	0,20	1,46 (2)		113	5	-		3,78	F	1,83	**0,91**	24
17			236	115	71			NM IIa	0,20	1,10 (2)		113	5	-		2,00	F	1,83	**0,91**	46

1) Die Zahlenwerte in Klammern geben das verwendete Prüfverfahren zur Bestimmung der Haftscherfestigkeit an, siehe [Sch04]:
(1) Prüfung analog DIN 18555-5
(2) Prüfung analog prEN 1052-3 (Entwurfsfassung 1993)
(3) Prüfung analog DIN EN 1053-3

Tabelle G4: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus kleinformatigen Hochlochziegeln
Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen aus [Sch04]

Lfd. Nr. / Quelle		Mauersteine						Mauermörtel			Mauerwerk								f_{x2} berechnet		
		Art, Sorte	Maße			$\beta_{N,st}$	$\beta_{D,st}$	Art, Gruppe	f_{v0}	f_v [1)]	SF	ü	f_{x2}					VF		Δf_{x2}
			l	b	h								n	min	max	MW	VF	S	F	
-		-	mm			N/mm²		-	N/mm²		-	mm	-	N/mm²			-	N/mm²		%	
18	[V15]	HLz (2DF)	238	111	115	6	7,8	NM IIIa	0,30	-	vm	114	3	0,61	0,82	0,72	-	**0,26**	0,85	37
19			242	116	115	8	10,7	NM IIIa	0,30	-		116	5	0,77	1,09	0,92	-	**0,33**	0,87	36
20	[V28]		239	114	114	20	25,4	NM IIa	0,20	0,15 (2)		115	3	0,45	0,55	0,51	S	0,77	**0,58**	113
21			239	114	114			NM IIa	0,20	0,41 (2)		115	3	0,73	0,83	0,79	S	0,77	**0,58**	73
22	[V8]		237	112	112	36	46,4	NM IIa	0,20	0,41 (2)		114	3	0,63	1,41	1,08	F	1,37	**0,58**	54
23			237	112	112			NM III	0,25	0,33 (2)		114	3	0,74	0,98	0,85	F	1,38	**0,73**	86
24	[V22]		238	114	111	48	64,3	NM IIa	0,20	1,89 (1)		114	3	1,77	2,42	2,18	S	1,81	**0,59**	27
25			238	114	114			NM IIa	0,20	1,23 (1)		114	3	0,52	0,57	0,54	F	1,81	**0,57**	106
26			238	115	113		65,1	NM IIa	0,20	3,25 (1)		114	3	0,97	2,04	2,01	F	1,80	**0,58**	29
27			238	115	113			NM IIa	0,20	1,02 (1)		114	3	0,89	1,06	0,97	F	1,80	**0,58**	60
28	[V21]		236	115	115		72,8	NM IIa	0,20	0,60 (2)		113	5	-		1,15	F	1,80	**0,56**	49
29			236	115	115			NM IIa	0,20	0,74 (2)		113	5	-		2,15	F	1,80	**0,56**	26
30			236	115	115			NM IIa	0,20	0,91 (2)		113	5	-		1,50	F	1,80	**0,56**	38
31			236	115	115			NM IIa	0,20	1,18 (2)		113	5	-		2,82	F	1,80	**0,56**	20

1) siehe Fußnote 1) in Tabelle G3

Tabelle G5: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus (Leicht-)Hochlochziegeln
Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen aus [Sch04]

Lfd. Nr. / Quelle		Mauersteine						Mauermörtel			Mauerwerk							f_{x2} berechnet		
		Art, Sorte	Maße			$\beta_{N,st}$	$\beta_{D,st}$	Art, Gruppe	f_{v0}	f_v [1]	SF	ü	f_{x2}					VF		Δf_{x2}
			l	b	h								n	min	max	MW	VF	S	F	
-		-	mm			N/mm²		-	N/mm²		-	mm	-	N/mm²			-	N/mm²		%
32	[V8]	HLz LHLz	495	234	234	8	10,1	NM IIa	0,20	0,15 (2)	vm	243	3	0,20	0,22	0,21	S	**0,20**	0,49	95
33			495	234	234			NM III	0,30	0,12 (2)		243	3	0,17	0,20	0,19	S	**0,20**	0,74	105
34	[V7]		375	300	241		10,5	NM IIa	0,20	0,20 (2)		188	3	-		0,38	S	**0,20**	0,35	53
35			239	299	240	10	13,1	NM IIa	0,20	0,13 (2)		120	3	-		0,25	S	0,24	**0,22**	88
36	[V8]		495	234	237	12	15,7	NM III	0,25	0,51 (2)		243	3	0,17	0,20	0,18	S	**0,30**	0,61	***167***
37	[V3]		244	297	236		16,2	NM IIa	0,20	0,14 (2)	uv	122	5	0,08	0,13	0,10	F	0,26	**0,16**	***158***
38			244	297	236			NM IIa	0,20	0,11 (2)		122	5	0,24	0,26	0,25	S	0,26	**0,16**	63
39	[V17]		371	170	240	16	23,3	NM IIa	0,20	0,12 (3)		186	3	0,14	0,17	0,16	S (F)	0,45	**0,34**	***213***
40	[V7]		242	299	237	6	8,0	LM 36	0,20	0,12 (2)	vm	121	3	-		0,32	S	**0,15**	0,23	47
41	[V8]		495	234	234	8	10,1	LM 36	0,20	0,11(2)		243	3	0,09	0,13	0,11	S	**0,20**	0,49	***182***
42			495	234	237	12	15,7	LM 36	0,20	0,16 (2)		243	3	0,11	0,16	0,13	S	**0,30**	0,49	***231***
43	[V17]		246	298	250	10	13,6 [2]	LM 21	0,20	0,23 (3)	uv	100	1	-		0,14	F	0,19	**0,12**	83
44			246	298	250			LM 21	0,20	0,23 (3)		125	2	0,22		0,22	S	0,21	**0,15**	70
45	[V3]		244	297	236	12	16,2	LM 36	0,20	0,24 (2)		122	5	0,10	0,17	0,14	F	0,26	**0,16**	113
46	[V10]		246	369	249	8	11,7	DM	0,50	-	uv	125	5	0,18	0,22	0,20	S	**0,16**	0,36	81
47			243	361	250	10	14,5	DM	0,50			125	5	0,18	0,27	0,22	S	**0,20**	0,36	92

1) siehe Fußnote 1) in Tabelle G3
2) Druckfestigkeit korrigiert, in [Sch04] wurde ein falscher Wert veröffentlicht

Tabelle G6: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus Kalksand-Vollsteinen mit Normalmörtel
Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen aus [Sch04]

Lfd. Nr. / Quelle		Mauersteine						Mauermörtel			Mauerwerk								f_{x2} berechnet		
		Art, Sorte	Maße			$\beta_{N,st}$	$\beta_{D,st}$	Art, Gruppe	f_{v0}	f_v [1)]	SF	ü	f_{x2}					VF		Δf_{x2}
			l	b	h								n	min	max	MW	VF	S	F	
-		-	mm			N/mm²		-	N/mm²		-	mm	-	N/mm²			-	N/mm²		%	
48	[V5]	KS	299	240	236	16	21,0	NM III	0,25	0,87 (1)	vm	177	3	-		0,42	F/S	0,65	**0,46**	109
49			299	240	236			NM III	0,25		uv	182	3	-		0,31	F/S	0,54	**0,36**	115
50	[V15]		250	115	238	20	26,5	NM IIIa	0,30	-		125	2	0,48	0,49	0,49	-	0,79	**0,36**	74
51	[V8]		241	114	113		28,4	NM IIa	0,20	0,02 (2)	vm	115	3	0,30	0,43	0,38	F	1,00	**0,58**	**154**
52			241	114	113			NM IIa	0,20	0,31 (2)		115	3	1,01	1,22	1,11	S/(F)	1,00	**0,58**	53
53			241	114	113			NM III	0,25	0,04 (2)		115	3	0,36	0,41	0,39	F	1,00	**0,73**	**187**
54			241	114	113			NM III	0,25	0,15 (2)		115	3	0,88	0,99	0,95	F/S	1,00	**0,73**	77
55	[V2]		299	241	112		28,9	NM IIa	0,20	0,05 (2)	uv	150	5	-		0,33	F	0,71	**0,47**	**142**
56	[V8]		240	115	113		31,4	NM IIa	0,20	0,06 (2)	vm	115	3	0,47	0,70	0,58	F	1,00	**0,58**	101
57			240	115	113			NM III	0,25	0,03 (2)		115	3	0,38	0,58	0,47	F	1,00	**0,73**	**155**
58			240	115	113			NM III	0,25	0,35 (2)		115	3	1,04	1,10	1,07	S	1,00	**0,73**	68
59	[V5]		299	239	237		31,7	NM III	0,25	0,77 (1)		145	3	-		0,38	F/S	0,77	**0,38**	99
60			299	239	237			NM III	0,25		uv	150	3	-		0,30	F/S	0,65	**0,28**	93
61	[V15]		240	115	113		34,2	NM IIIa	0,30	-	vm	115	3	0,68	1,19	0,92	-	1,00	**0,87**	95
62	[V5]		240	115	71	28	35,3	NM II	0,10	-		115	3	-		0,58	F	1,40	**0,46**	80
63			240	115	71			NM III	0,25			115	3	-		1,59	F	1,40	**1,16**	73
64			240	115	71			NM II	0,10	-		55	3	-		0,46	F	1,37	**0,21**	47
65			240	115	71			NM III	0,25			55	3	-		1,33	F	1,40	**0,54**	40
66	[V2]		300	239	113		39,6	NM IIa	0,20	0,07 (2)		140	5	0,54	0,58	0,56	F	1,17	**0,61**	108

1) siehe Fußnote 1) in Tabelle G3

Tabelle G7: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus Kalksand-Vollsteinen mit Dünnbettmörtel
Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen aus [Sch04]

Lfd. Nr. / Quelle		Mauersteine						Mauermörtel			Mauerwerk								f_{x2} berechnet		
		Art, Sorte	Maße			$\beta_{N,st}$	$\beta_{D,st}$	Art, Gruppe	f_{v0}	f_v [1)]	SF	ü	f_{x2}					VF		Δf_{x2}
			l	b	h								n	min	max	MW	VF	S	F	
-		-	mm			N/mm²		-	N/mm²		-	mm	-	N/mm²			-	N/mm²		%	
67	[V2]	KS	249	239	238	8	10,9	DM	0,50	0,13 (2)	uv	125	5	0,19	0,25	0,22	F	**0,25**	0,44	112
68	[V5]		299	240	236	16	21,0			0,75 (1)	vm	150	3	-		0,60	F/S	**0,67**	0,78	111
69			299	240	236						uv	150	3	-		0,42	F/S	**0,52**	0,56	124
70			299	240	236					0,46 (1)	vm	150	3	-		0,50	F/S	**0,67**	0,78	133
71			299	240	236						uv	150	3	-		0,36	F/S	**0,52**	0,56	***144***
72	[V2]		299	241	112	20	28,9			0,54 (2)		150	5	0,54	0,63	0,60	S	**0,71**	1,17	118
73			299	241	112					0,19 (2)		150	5	0,56	0,68	0,64	F	**0,71**	1,17	110
74	[V17]		498	240	248		30,9			1,49 (1)		250	3	0,67	0,73	0,70	S	**0,70**	1,03	99
75	[V5]		299	239	237		31,7			0,74 (1)	vm	150	3	-		0,69	F/S	0,81	**0,78**	113
76			299	239	237						uv	150	3	-		0,61	F/S	0,65	**0,56**	91
77			299	239	237					0,52 (1)	vm	150	3	-		0,49	F/S	0,81	**0,78**	***158***
78			299	239	237						uv	150	3	-		0,38	F/S	0,65	**0,56**	***146***
79	[V17]		498	115	249		34,0			1,51 (1)		250	3	0,79	0,91	0,84	S	**0,86**	1,58	102
80			498	115	249					1,01		175	3	0,56	0,99	0,72	F/S	**0,83**	0,94	115
81			498	115	249					1,82 (1)		100	3	0,67	0,75	0,71	F/S	0,72	**0,42**	59
82	[V6]		248	115	101	28	36,8			0,88 (2)	vm	124	3	1,08	1,26	1,14	S	**1,40**	1,74	123
83	[V17]		499	175	249		39,8			1,26 (1)		250	3	0,93	0,97	0,96	S	**1,06**	1,22	111
84	[V2]		1000	175	500		43,0			0,55 (2)	uv	500	1	-		0,97	S	**1,06**	1,50	110

1) siehe Fußnote 1) in Tabelle G3

Tabelle G8: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus Kalksand-Lochsteinen
Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen aus [Sch04]

Lfd. Nr. / Quelle		Mauersteine						Mauermörtel			Mauerwerk							f_{x2} berechnet		
		Art, Sorte	Maße			$\beta_{N,st}$	$\beta_{D,st}$	Art, Gruppe	f_{v0}	f_v [1)]	SF	ü	f_{x2}					VF		Δf_{x2}
			l	b	h								n	min	max	MW	VF	S	F	
-		-	mm			N/mm²		-	N/mm²		-	mm	-	N/mm²			-	N/mm²		%
85	[V5]	KSL	364	240	239	12	17,9	NM III	0,25	0,46 (1)	vm	177	3	-		0,55	F/S	0,50	**0,45**	82
86			364	240	239			NM III	0,25		uv	182	3	-		0,41	F/S	0,40	**0,35**	86
87	[V15]		240	115	113		18,5	NM IIIa	0,30	-	vm	116	3	0,58	0,90	0,75	-	**0,60**	0,88	80
88	[V5]		364	239	239	16	21,9	NM III	0,25	0,41 (1)		177	3	-		0,55	F/S	0,65	**0,45**	82
89			364	239	239			NM III	0,25		uv	182	3	-		0,33	F/S	0,54	**0,35**	107
90	[V8]		304	240	238		24,0	NM III	0,25	0,09 (2)		150	3	0,09	0,12	0,10	F	0,52	**0,28**	**277**
9			240	115	112	20	26,9	NM III	0,25	0,21 (2)	vm	115	3	0,84	0,94	0,89	S	1,00	**0,74**	83
92			240	115	112			NM III	0,25	~ 0 (2)		115	3	0,06	0,28	0,20	F	1,00	**0,74**	**368**
93	[V5]		364	240	239	12	17,9	DM	0,50	0,50 (1)	vm	182	3	-		0,46	F/S	**0,53**	0,93	116
94			364	240	239						uv	182	3	-		0,35	F/S	**0,40**	0,71	115
95			364	240	239					0,32 (1)	vm	182	3	-		0,45	F/S	**0,53**	0,93	119
96			364	240	239						uv	182	6	-		0,31	F/S	**0,40**	0,71	130
97			364	239	239	16	21,9			0,47 (1)	vm	182	3	-		0,51	F/S	**0,69**	0,93	135
98			364	239	239						uv	182	3	-		0,33	F/S	**0,54**	0,71	***163***
99			364	239	239					0,27 (1)	vm	182	3	-		0,48	F/S	**0,69**	0,93	***144***
100			364	239	239						uv	182	6	-		0,29	F/S	**0,54**	0,71	***186***

1) siehe Fußnote 1) in Tabelle G3

Tabelle G9: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus Porenbetonsteinen
Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen aus [Sch04]

Lfd. Nr. / Quelle		Mauersteine						Mauermörtel			Mauerwerk							f_{x2} berechnet		
		Art, Sorte	Maße			$\beta_{N,st}$	$\beta_{D,st}$	Art, Gruppe	f_{v0}	f_v [1)]	SF	ü	f_{x2}					VF		Δf_{x2}
			l	b	h								n	min	max	MW	VF	S	F	
-		-	mm			N/mm²		-	N/mm²		-	mm	-	N/mm²		-		N/mm²		%
101	[V8]	PP	490	240	240	2	3,3	NM IIa	0,20	0,05 (2)	vm	240	3	0,15	0,19	0,17	F	**0,17**	0,47	**99**
102			490	240	240			NM IIa	0,20	0,04 (2)		240	3	0,16	0,18	0,17	F	**0,17**	0,47	**99**
103	[V14]		490	239	239	4	5,8	NM III	0,25	-		240	3	0,38	0,44	0,40	S	**0,32**	0,60	79
104	[V15]		237	116	116		6,4	NM IIIa	0,30	-		114	3	0,49	0,66	0,59	-	**0,40**	0,84	67
105	[V8]		492	240	240	6	9,1	NM IIa	0,20	0,05 (2)		241	3	0,18	0,23	0,21	F	**0,45**	0,48	**214**
106			492	240	240			NM IIa	0,20	0,06 (2)		241	3	0,20	0,21	0,20	F	**0,45**	0,48	**224**
107	[V14]		490	239	239	8	10,9	NM III	0,25	-		240	3	0,37	0,45	0,42	S	**0,60**	0,60	142
108	[V9]	PP	625	300	200	2	2,8	DM	0,50	-	uv	312	1	-		0,17	S	**0,12**	1,51	69
109	[V17]		498	115	249		3,1			0,50 (1)	uv	250	3	0,18	0,19	0,19	S	**0,15**	1,58	79
110	[V8]		500	250	250		3,3			0,18 (2)	vm	250	3	0,21	0,24	0,23	S	**0,22**	1,17	95
111	[V16]		499	249	249		3,6			-		250	3	0,22	0,25	0,23	S	**0,22**	1,17	95
112			500	249	249	4	5,8				vm	250	3	0,29	0,31	0,30	S	**0,35**	1,17	116
113			499	249	249						uv	250	3	0,21	0,23	0,22	S	**0,24**	1,01	110
114	[V14]		498	250	249		5,8				vm	250	3	0,30	0,40	0,35	S	**0,35**	1,17	99
115	[V15]		237	116	116		6,4				vm	119	3	0,59	0,71	0,64	-	**0,43**	1,46	68
116			237	116	116							114	2	0,55	0,67	0,61		**0,43**	1,41	71
117	[V13]		449	249	249		6,7			1,14 (1)		250	3	0,26	0,31	0,28	S	**0,35**	1,17	124
118	[V4]		400	300	200		6,9			0,25 (1)	uv	200	3	0,22	0,25	0,24	S/F	**0,23**	0,87	96
119			498	300	249		7,2			0,30 (1)		249	3	0,20	0,21	0,21	S/F	**0,23**	0,92	110
120	[V14]		498	250	249	6	7,8			-	vm	250	3	0,37	0,43	0,40	S	**0,49**	1,17	122
121			498	250	249	8	10,9			-	vm	250	3	0,56	0,67	0,61	S	**0,62**	1,17	102

1) siehe Fußnote 1) in Tabelle G3

Tabelle G10: Biegezugfestigkeit von Mauerwerk aus Leichtbeton-Steinen
Vergleich der Berechnungsansätze mit Versuchsergebnissen aus [Sch04]

Lfd. Nr. / Quelle		Mauersteine						Mauermörtel			Mauerwerk								f_{x2} berechnet		
		Art, Sorte	Maße			$\beta_{N,st}$	$\beta_{D,st}$	Art, Gruppe	f_{v0}	f_v [1)]	SF	ü	f_{x2}					VF		Δf_{x2}
			l	b	h								n	min	max	MW	VF	S	F	
-		-	mm			N/mm²		-	N/mm²		-	mm	-	N/mm²			-	N/mm²		%
122	[V1]	V, Vbl	247	365	240	2	4,1	NM IIa	0,20	-	uv	124	5	0,21	0,22	0,22	S/(F)	**0,09**	0,15	40
123	[V8]		243	116	116		4,8	NM IIa	0,20	0,38 (2)	vm	117	3	0,51	0,56	0,53	S	**0,18**	0,58	33
124	[V15]		237	112	112	8	11,0	NM IIIa	0,30	-	vm	114	3	1,20	1,40	1,28	-	**0,70**	0,88	55
125	[V17]		497	114	239	16	20,9	NM IIa	0,20	0,35 (1)	uv	250	3	0,74	0,83	0,77	S/(F)	1,10	**0,66**	86
126	[V8]		243	116	116		23,1	NM IIa	0,20	0,48 (2)	vm	117	3	0,82	0,98	0,91	F	1,32	**0,58**	63
127			243	116	116		23,1	NM IIa	0,20	0,64 (2)		117	3	1,00	1,22	1,10	S	1,32	**0,58**	52
128			243	116	116		23,1	NM III	0,25	0,67 (2)		117	3	1,29	1,34	1,32	S	1,33	**0,72**	55
129			495	241	239	2	3,6	LM 36	0,20	0,18 (2)	vm	243	3	0,27	0,29	0,28	S	**0,17**	0,48	62
130	[V1]		247	365	240		4,1			-	uv	124	5	0,19	0,22	0,20	S	**0,09**	0,15	44
131	[V19]	Hbl	490	240	238	2	3,7	NM IIa	0,20	-	vm	240	4	0,33	0,38	0,36	S	**0,10**	0,48	28
132	[V1]		247	365	239	4	5,7	NM IIa	0,20	-	uv	124	5	0,17	0,23	0,20	F	0,17	**0,15**	74
133			247	365	239		5,7	NM IIa	0,20			124	5	0,22	0,23	0,22	F/(S)	0,17	**0,15**	67
134	[V17]		497	114	239		6,2	NM IIa	0,20	0,15 (3)		210	3	0,43	0,51	0,48	S	**0,27**	0,52	57
135	[V8]		497	242	240	2	3,4	LM 36	0,20	0,18 (2)	vm	244	3	0,25	0,32	0,30	S	**0,10**	0,48	33
136			487	238	237	6	7,9			0,22 (2)	vm	239	3	0,44	0,47	0,46	S	**0,30**	0,48	65
137	[V8]	Hbn	365	240	237	12	15,8	NM IIa,	0,20	0,18 (2)	vm	178	3	0,71	0,80	0,76	S	0,60	**0,37**	48
138			365	240	237			NM III	0,25	0,22 (2)		178	3	0,73		0,73	S	0,60	**0,46**	63
139			365	240	237			NM III	0,25	0,21 (2)		178	3	0,62	0,82	0,74	S	0,60	**0,46**	62

1) siehe Fußnote 1) in Tabelle G3

Erläuterungen und Diskussion zur Nachrechnung früherer Versuchsergebnisse

1) Eingangsgrößen der Berechnungsgleichungen

Für die Mauersteinzugfestigkeit bzw. -biegezugfestigkeit wird ersatzweise Bezug auf die normative Druckfestigkeit genommen. Für die „tatsächliche Zugfestigkeit“ (an der vorgegebenen Bruchstelle des Mauerwerks im Bereich der Stoßfuge bei unvermörtelten Stoßfugen) ist dies zumindest insofern zutreffender als bei der versuchsmäßig bestimmten zentrischen Zugfestigkeit, da die tatsächliche Zugfestigkeit nicht in diesem Maße vom Lochbild und der Vorschädigung der Steine abhängt, sondern nur im Ausnahmefall bei ungünstiger Anordnung der schwächsten Stelle im Bereich der Stoßfuge. Tabelle G11 zeigt eine Übersicht über die, an den im Rahmen der eigenen Versuche untersuchten Mauersteinen ermittelte normative Druckfestigkeit und die „tatsächliche Zugfestigkeit“. Bei den fett gedruckten Werten handelt es sich um die Versuchsserien, bei denen auch Wandversuche durchgeführt wurden. Der Verhältniswert $f_{t,u}$ / $f_{c,u}$ zeigt zunächst eine relativ große Streuung, auch innerhalb der einzelnen Mauersteinarten. Die Mittelwerte der einzelnen Steinarten zeigen jedoch mit Ausnahme der Porenbetonsteine, für die bereits auch in anderen Untersuchungen, siehe u. a. [Sch08], ein höherer Verhältniswert als bei anderen Steinarten nachgewiesen wurde, einen annähernd gleich großen Wert von rd. 0,10. Unter Berücksichtigung der Einzelwerte erscheint es in erster Näherung vertretbar, die tatsächliche Zugfestigkeit der Mauersteine unabhängig von der Steinart und dem Lochanteil zu 0,08 und für Porenbetonsteine zu 0,14 der Mauerstein-Druckfestigkeit anzusetzen.

Tabelle G11: Verhältniswert „tatsächliche“ Steinzugfestigkeit / Steindruckfestigkeit

Mauer-stein	$f_{c,u}$	$f_{t,u}$	$f_{t,u}$ / $f_{c,u}$	
			Einzelwerte	Mittelwert
-	N/mm²		%	
KSa	34,0	2,3	6,8	10,3
KSb	30,9	2,5	8,1	
KSd	25,8	2,3	8,9	
KSe	**30,1**	**4,0**	**13,3**	
KSf	**18,3**	**2,62**	**14,3**	
PPb	4,4	0,62	14,1	18,4
PPc	**1,98**	**0,45**	**22,7**	
LBa	20,9	1,97	9,4	9,4
HLzb	**13,6**	**1,25**	**9,2**	9,0
VMzb	126,5 [1)]	9,50	7,5	
VMzc	**90,6**	**7,26**	**8,0**	
KHLzd	**59,7**	**6,69**	**11,2**	

1) an Zylindern

Die minimale Mauerstein-Biegezugfestigkeit $f_{fl,u,min}$ wird entsprechend Abschnitt 8.2.2 (siehe auch Tabellen G1 und G2) unter Vernachlässigung eines Dickeneffektes der halben tatsächlichen Zugfestigkeit gleichgesetzt. Eine Ausnahme stellen hierbei Mauerstein-Vollblöcke aus Beton und Leichtbeton dar. Die numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass die im Vergleich zu den anderen Baustoffen höhere Bruchenergie zu einer höheren Mauerwerk-Biegezugfestigkeit bei unvermörtelten Stoßfugen führt. Einschränkend ist jedoch anzumerken, dass keine Wandversuche vorliegen und der Materialfaktor ζ durch weitere Untersuchungen abzusichern ist. Um bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen ebenfalls die höhere Bruchenergie (und damit den Dickeneinfluss) zu berücksichtigen, wird die minimale Mauerstein-Biegezugfestigkeit entsprechend dem Wert für Porenbeton festgelegt. Dies entspricht näherungsweise einer Erhöhung um den Materialfaktor $\zeta = 1{,}6$.

Bei Hochlochziegeln (Hintermauerziegel) wird zur Berücksichtigung ggf. vorhandener Vorschädigungen infolge von Brennrissen die minimale Mauerstein-Biegezugfestigkeit $f_{fl,u,min}$ zu 25% der tatsächlichen Zugfestigkeit angesetzt. Zusammenfassend ergibt sich hieraus

Porenbeton:	$f_{t,u} = 0{,}14 \cdot f_{c,u}$
andere Mauersteine:	$f_{t,u} = 0{,}08 \cdot f_{c,u}$
Porenbeton und Vollsteine aus Beton und Leichtbeton:	$f_{fl,u,min} = 0{,}07 \cdot f_{c,u}$
(Leicht-)Hochlochziegel [1)]	$f_{fl,u,min} = 0{,}02 \cdot f_{c,u}$
andere Mauersteine:	$f_{fl,u,min} = 0{,}04 \cdot f_{c,u}$

1) keine Vormauersteine bzw. kleinformatigen Ziegel $\leq$ 2DF

Es wird darauf hingewiesen, dass es sich hierbei nicht um Baustoffkenngrößen bzw. Verhältniswerte handelt, die mit Versuchsergebnissen aus zentrischen Zugversuchen vergleichbar sind. Es handelt sich hierbei vielmehr um Rechengrößen, die auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen zur Ermittlung der Mauerwerk-Biegezugfestigkeit definiert wurden. Für die Auswertung wird auch bei Vorliegen von Zug- oder Biegezugversuchen aus Gründen der Vergleichbarkeit ausschließlich auf die o. g. Verhältniswerte zurückgegriffen. Als Eingangsgrößen für die Berechnung der Zugfestigkeitskenngrößen wird die mittlere Mindestdruckfestigkeit $\beta_{D,st} = 1{,}25\ \beta_{N,st}$ der jeweiligen Versuchsserie angesetzt.

Bei einigen Versuchsserien liegen ebenfalls Untersuchungen zum Verbundverhalten vor. Jedoch wurden sowohl bei den Versuchen mit Zugbeanspruchung als auch mit Scherbeanspruchung verschiedene Prüfverfahren verwendet. Die Prüfverfahren liefern aufgrund der unterschiedlichen Spannungsverteilungen in den Fugen zum einen Festigkeitswerte,

die nicht direkt miteinander vergleichbar sind, und zum anderen nicht die realen Stoffkenngrößen, wie sie beispielsweise mit dem Torsionsversuch am Hohlzylinder ermittelt werden können. Aus diesem Grund wird zunächst vereinfachend entsprechend Abschnitt 8.2.2 als mittlere Verbundfestigkeit unter Scherbeanspruchung die Mindesthaftscherfestigkeit entsprechend DIN V 18580 angesetzt. Die mittlere Biegehaftzugfestigkeit in der Stoßfuge wurde vereinfachend dem halben Mindesthaftscherfestigkeitswert gleichgesetzt. Die Zuordnung zu den einzelnen Mörtelgruppen erfolgte auf Grundlage der Literaturangaben bzw. über die angegebene Prismendruckfestigkeit.

2 Vergleich Versuchs- und Berechnungsergebnisse

2.1 Vormauerziegel, kleinformatige Mauerziegel

Für die Vollziegel zeigt der Vergleich der Berechnungs- mit den Versuchsergebnissen, dass mit Ausnahme von zwei Versuchsserien (lfd. Nr. 3 und 8) die Berechnungsergebnisse i. d. R. deutlich auf der sicheren Seite liegen. Dies ist i. W. darauf zurückzuführen, dass die Haftscherfestigkeit mit den Normkenngrößen deutlich unterschätzt wird, was die ebenfalls angegebenen Haftscherfestigkeitswerte, die teilweise sehr hohe Werte aufweisen, bestätigen. Die maximale Überschätzung der Tragfähigkeit durch die Berechnungsansätze beträgt 19%. Die maßgebenden Versagensfälle aus der Berechnung stimmen mit den Versuchen überein.

Auch bei den kleinformatigen Hochlochziegeln werden die Tragfähigkeiten mit Ausnahme von 2 Fällen (lfd. Nr. 20 und 25) teilweise deutlich aus dem o. g. Grund, der u. a. auf die günstige Verdübelungswirkung der Mörteldorne zurückzuführen ist, durch die Berechnungsansätze unterschätzt. Dies führt vermutlich auch dazu, dass rechnerisch bei lfd. Nr. 20, 21 und 24 Fugenversagen maßgebend ist, im Versuch aber Steinversagen beobachtet wurde. Ansonsten stimmen die Versagensfälle aus der Berechnung mit den Versuchen überein. Für die zuvor genannten Versuchsserien zeigt der Vergleich der rechnerischen Biegezugfestigkeitswerte für Steinversagen eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die größte Abweichung zeigt die lfd. Nr. 20. Die maximale Überschätzung der Tragfähigkeit durch die Berechnungsansätze beträgt 13%.

2.2 (Leicht-)Hochlochziegel

Bei den (Leicht-)Hochlochziegeln ist unter Berücksichtigung der Abschätzung der Eingangsgrößen i. Allg. eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis, auch bei den Versagensfällen, festzustellen. In den Fällen, bei denen rechnerisch Fugenversagen maßgebend und im Versuch Steinversagen aufgetreten ist

(lfd. Nr. 35, 38 und 44, Ausnahme lfd. Nr. 39, siehe unten), stimmen die berechneten Biegezugfestigkeitswerte für Steinversagen mit den Versuchsergebnissen überein, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die Haftscherfestigkeit in den Berechnungen mit den normativen Kennwerten zu niedrig angesetzt wurde.

Bei fünf Versuchsserien wird die Tragfähigkeit jedoch deutlich (> 1 / 0,7 = 143 % als Definition für die charakteristische Festigkeit bzw. das 5%-Quantil) überschätzt (fett, kursiv gedruckt). Bei den lfd. Nr. 36, 41 und 44 handelt es sich um Steinversagen für zwei unterschiedliche Mauersteine aus [V8]. Die Unterschätzung der Tragfähigkeiten ist in erster Linie darauf zurückzuführen, dass die Mauerstein-Biegezugfestigkeit deutlich kleiner ist, als sie in den Berechnungen abgeschätzt wurde. Die Biegezugversuche in [V8] lieferten für die beiden untersuchten Mauersteine, über die keine Angaben zum Lochbild vorliegen, Biegezugfestigkeiten an der Bruchstelle von 0,13 N/mm² bzw. 0,14 N/mm². Die hier maßgebende tatsächliche Zugfestigkeit wurde entsprechend der getroffenen Annahmen zu 0,8 N/mm² (Festigkeitsklasse 8, lfd. Nr. 41) bzw. 1,2 N/mm² (Festigkeitsklasse 12, lfd. Nr. 36 und 44) angesetzt. Der Verhältniswert der beiden Eingangskenngrößen wird in den Berechnungsansätzen zu 0,25 angenommen und liegt teilweise deutlich über den Versuchsergebnissen. Wird die tatsächliche Zugfestigkeit auf Grundlage der Biegezugversuche und mit dem Verhältniswert 0,25 berechnet, ergeben sich hieraus für die Mauersteine Werte von 0,52 N/mm² und 0,56 N/mm². Werden diese in den Berechnungsgleichungen angesetzt, ergeben sich sehr gute Übereinstimmungen zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis. Dies zeigt, dass die Berechnungsansätze zutreffende Ergebnisse liefern und die vordergründige Problematik in der Bestimmung der maßgebenden Stoffkenngrößen besteht, die insbesondere bei Hochlochziegeln starken Streuungen unterliegen. Anzumerken ist zu diesen Versuchserien weiterhin, dass die Steine der hier ausgewiesenen Festigkeitsklasse 8 (lfd. Nr. 41) der Festigkeitsklasse 12 entsprechen sollten und die Steine der Festigkeitsklasse 12 (lfd. Nr. 36 und 44) der Festigkeitsklasse 6. Auffällig ist darüber hinaus, dass, obwohl bei allen Versuchserien Steinversagen eingetreten ist, bei den gleichen Mauersteinen der Festigkeitsklasse 8 (lfd. Nr. 32, 33 und 41) und auch der Festigkeitsklasse 12 (lfd. Nr. 36 und 42) die Biegezugfestigkeitswerte beim Leichtmörtel deutlich geringer sind als beim Normalmörtel. Ob es sich hierbei um einen systematischen Einfluss infolge der (vermutlich) unterschiedlichen Steifigkeiten der Lagerfugen handelt, kann derzeit nicht beurteilt werden. Im Vergleich hierzu wurden bei der Versuchsserie lfd. Nr. 44 die Mauersteine HLzb derselben Liefercharge verwendet wie bei der entsprechenden Versuchsserie mit HLzb / DMd in Abschnitt 6. Der Einfluss der Mörtelsteifigkeit ist für das in beiden Fällen beobachtete Steinversagen deutlich geringer, wobei hier auch ein Einfluss der Höhe der äußeren Steinlagen zu berücksichtigen ist. Der grundsätzliche Einfluss des Stoffgesetzes der Mörtelfuge, von der Steifigkeit über die Haftscherfestigkeit, das Reibungsverhalten, die

Bruchenergie bis zur möglichen Zugkraftübertragung in der Lagerfuge, auf die Mauerwerk-Biegezugfestigkeit im Fall von Steinversagen wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht. Hier besteht noch weiterer Forschungsbedarf.

Bei der lfd. Nr. 37 wird die Tragfähigkeit im Fall Fugenversagen überschätzt. Es ist davon auszugehen, dass dies auf die Streuungen der Materialeigenschaften zurückzuführen ist.

Die größte Differenz zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis besteht bei der lfd. Nr. 39. Für beide Versagensfälle liegen die berechneten Traglasten deutlich über den Ergebnissen der Versuche, bei denen in erster Linie Steinversagen eingetreten ist. Entsprechend der Versuche aus [V8] ist zunächst von einer mit $0{,}08 \cdot 20 = 1{,}6$ N/mm² zu hoch angesetzten tatsächlichen Steinzugfestigkeit auszugehen. Bei den verwendeten Mauersteinen dieser Versuchsserie handelt es sich um die Mauersteine HLza (siehe Abschnitt 3). Die minimale Biegezugfestigkeit der Mauersteine an der Bruchstelle beträgt 0,56 N/mm² (bei einer verhältnismäßig großen Streuung), so dass der Verhältniswert zwischen tatsächlicher Zugfestigkeit und minimaler Biegezugfestigkeit größer 0,25 ist und somit auf der sicheren Seite liegt. Eine Erklärung für die geringe experimentell bestimmte Mauerwerk-Biegezugfestigkeit ist die ggf. ungünstige Anordnung der schwächsten Stelle des Mauersteins im Bereich der Stoßfugen. Wird die mittlere minimale Mauerwerk-Biegezugfestigkeit von 0,56 N/mm² in den Berechnungsansätzen für unvermörtelte Stoßfugen angesetzt, so erzielt man eine gute Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis. Wie bereits in Abschnitt 6 ausgeführt, ist eine Abschätzung der Wahrscheinlichkeit des Auftretens dieser ungünstigen Anordnung grundsätzlich durch eine statistische Auswertung von Versuchsserien mit entsprechender Prüfkörperanzahl möglich.

2.3 Kalksand-Vollsteine mit Normalmörtel

Bei der folgenden Auswertung dieser Versuche werden die 4 Versuchsserien aus [V2] und [V8] mit den lfd. Nr. 51, 53, 55 und 57 (rot gekennzeichnet) nicht berücksichtigt, da die Verbundfestigkeit $\leq 0{,}05$ N/mm² ist. Die Versuche wurden i. Allg. mit planmäßig ungünstig konditionierten Mauersteinen durchgeführt, wodurch die Haftscherfestigkeit kleiner ist als 25% der Mindest-Haftscherfestigkeit nach den normativen Anforderungen. Für die übrigen Versuchsserien kann eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis sowohl in Bezug auf den maßgebenden Versagensfall als auch die Biegezugfestigkeit selbst erzielt werden. Die maximale Überschätzung der Tragfähigkeit durch die Berechnungsansätze beträgt 21%. Bei den lfd. Nr. 52 und 58 ist rechnerisch Fugenversagen maßgebend und im Versuch wurde Steinversagen beobachtet. Der Vergleich der rechnerischen Biegezugfestigkeitswerte für Steinversagen zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Da die experimentell

bestimmten Werte über den normativen Haftscherfestigkeitswerten liegen, ist davon auszugehen, dass die Haftscherfestigkeit bei diesen Versuchsserien rechnerisch zu gering angesetzt wurde. Eine deutliche Unterschätzung der Tragfähigkeit zeigen die Versuche mit der lfd. Nr. 64 und 65. Hierbei handelt es sich um Versuche mit NF-formatigen Mauersteinen mit kurzen Überbindemaßen. Die gleichen Versuche mit halbsteinigem Überbindemaß liefern nur geringfügig höhere Festigkeiten. Vergleichbare Ergebnisse zeigten auch die eigenen Untersuchungen an den Vormauerziegeln, siehe Abschnitt 6.

2.4 Kalksand-Vollsteine mit Dünnbettmörtel

Im Allgemeinen zeigen auch die Versuchsserien mit Dünnbettmörtel eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse. Bei drei Versuchsserien (lfd. Nr. 71, 77 und 78) wird die Tragfähigkeit jedoch deutlich (> 1 / 0,7 = 143% als Definition für die charakteristische Festigkeit bzw. das 5%-Quantil) überschätzt (kursiv). Die Ursache hierfür kann nicht identifiziert werden, da keine Angaben zur Stein(biege)zugfestigkeit und zum Bruchbild der Wände vorliegen. Die Versuchsserien wurden alle mit dem gleichen Dünnbettmörtel hergestellt. Bei den Versuchen mit der lfd. Nr. 67 und 73 ist rechnerisch Steinversagen maßgebend, im Versuch ist jedoch Fugenversagen aufgetreten. Bei beiden Versuchsserien ist die experimentell bestimmte Haftscherfestigkeit deutlich kleiner als die normativ geforderte Mindesthaftscherfestigkeit. Bei der Versuchsserie mit der lfd. Nr. 81 ist rechnerisch Fugenversagen maßgebend, wodurch die Tragfähigkeit deutlich unterschätzt wird. Der Vergleich der rechnerischen Biegezugfestigkeitswerte für Steinversagen zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Auch aufgrund der experimentell bestimmten Haftscherfestigkeit ist davon auszugehen, dass diese mit den Normkennwerten rechnerisch zu gering angesetzt wurde.

2.5 Kalksand-Lochsteine

Bei der Auswertung der Versuche werden die zwei Versuchsserien aus [V8] mit den lfd. Nr. 90 und 92 (rot gekennzeichnet) ausgeschlossen, da entsprechend der Untersuchungen an den Vollsteinen diese planmäßig ungünstig konditioniert wurden. Der Feuchtegehalt der Steine lag mit nur rd. 1,5 M.-% (siehe [V8]) deutlich unter der Ausgleichsfeuchte von Kalksandsteinen bzw. der Prüffeuchte von ungünstigen Kalksand-Referenzsteinen, wodurch auch zu erklären ist, dass die Verbundfestigkeit der Versuchsserie lfd. Nr. 92 annähernd Null entsprach. Ansonsten stimmen die Versuchs- und Berechnungsergebnisse für Kalksand-Lochsteine mit Normalmörtel zufriedenstellend überein.

Die Versuche mit Dünnbettmörtel zeigen grundsätzlich eine Überschätzung der Tragfähigkeit mit deutlichen Unterschieden in den Versuchs- und Berechnungsergebnissen für die Versuchsserien der lfd. Nr. 98 bis 100. Die Ursache hierfür kann nicht identifiziert werden, da keine Angaben zur Stein(biege)zugfestigkeit und zum Bruchbild der Wände vorliegen. Es ist ggf. zu überprüfen, inwiefern der angenommene Verhältniswert von tatsächlicher Zugfestigkeit / Mauerstein-Druckfestigkeit abzumindern ist.

2.6 Porenbetonsteine

Bei der folgenden Auswertung werden die 4 Versuchsserien aus [V8] mit den lfd. Nr. 101, 102, 105 und 106 (rot gekennzeichnet) ausgeschlossen, da die Verbundfestigkeit $\leq$ rd. 0,05 N/mm² ist und diese Stein-Mörtel-Kombinationen keine Praxisrelevanz mehr besitzen.

Die übrigen Versuchsergebnisse zeigen insgesamt eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis mit einer maximalen Überschätzung der Tragfähigkeit für Dünnbettmauerwerk von 24%.

2.7 Leichtbetonsteine

Die Versuche mit Leichtbetonsteinen zeigen ohne Ausnahme und teilweise sogar eine deutliche Unterschätzung der Tragfähigkeit durch die Berechnungsansätze. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass die angesetzte normative Haftscherfestigkeit geringer ist als die durch die haufwerksporige Oberflächenstruktur der Steine günstig beeinflusste reale Haftscherfestigkeit. Dies führt auch dazu, dass bei den Versuchsserien mit den lfd. Nr. 127, 128, 137, 138 und 139 rechnerisch Fugenversagen maßgebend und im Versuch Steinversagen beobachtet wurde. Der Vergleich der rechnerischen Biegezugfestigkeitswerte für Steinversagen zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Zum anderen kann die teilweise deutliche Unterschätzung im Fall Steinversagen (siehe z. B. lfd. Nr. 123, 131 oder 135) auf die Abminderung des Materialfaktors ζ auf 1,6 zurückzuführen sein. Aufgrund nicht ausreichend vorliegender Erkenntnisse zum Nachbruchverhalten von Leichtbeton(-Mauersteinen) sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich, um ggf. einen höheren Wert für ζ ansetzen zu können. Hierzu zählen auch weitere Untersuchungen an Leichtbeton-Dünnbettmauerwerk, für das bislang keine Untersuchungsergebnisse vorliegen.

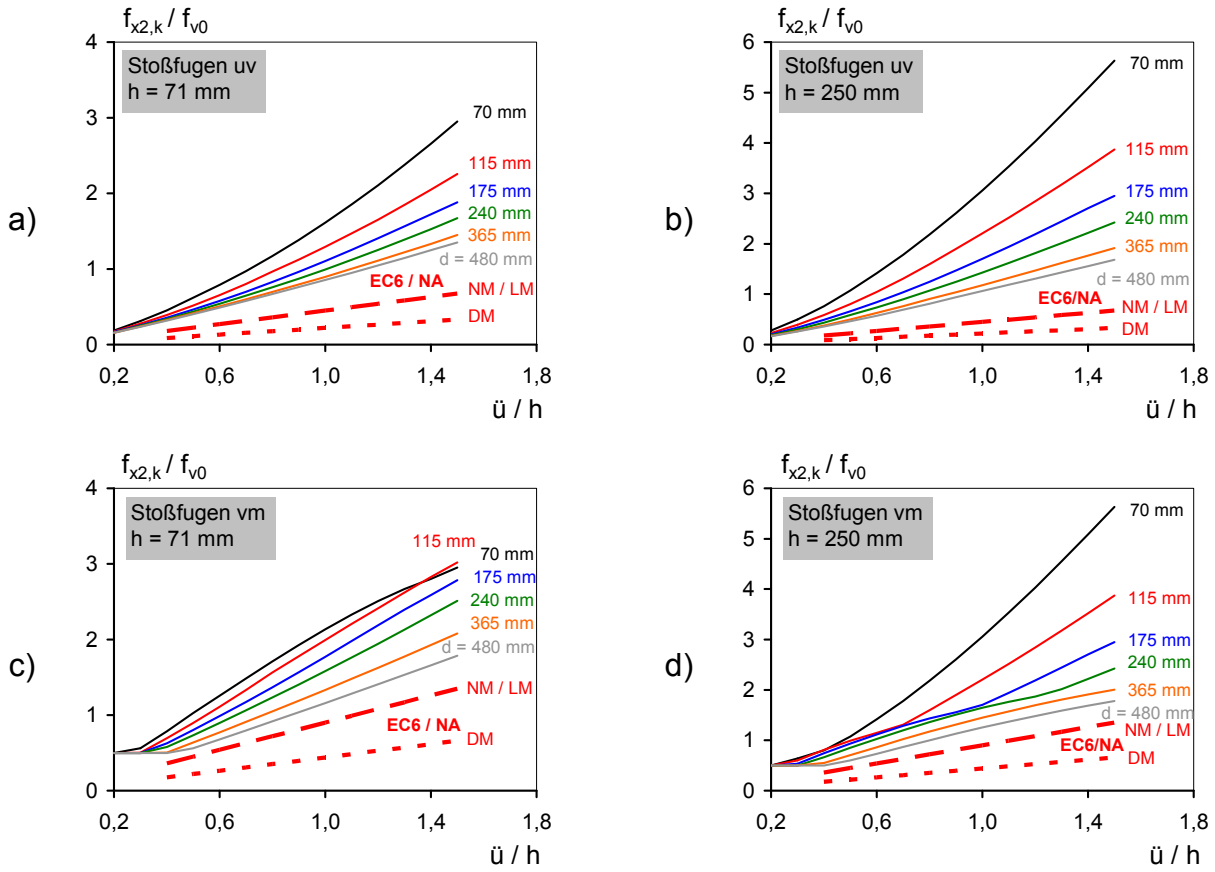


Bild G1: Charakteristische Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen
Vergleich der Berechnungsansätze mit Bemessungsansätzen nach DIN EN 1996-1-1/NA, Fugenversagen

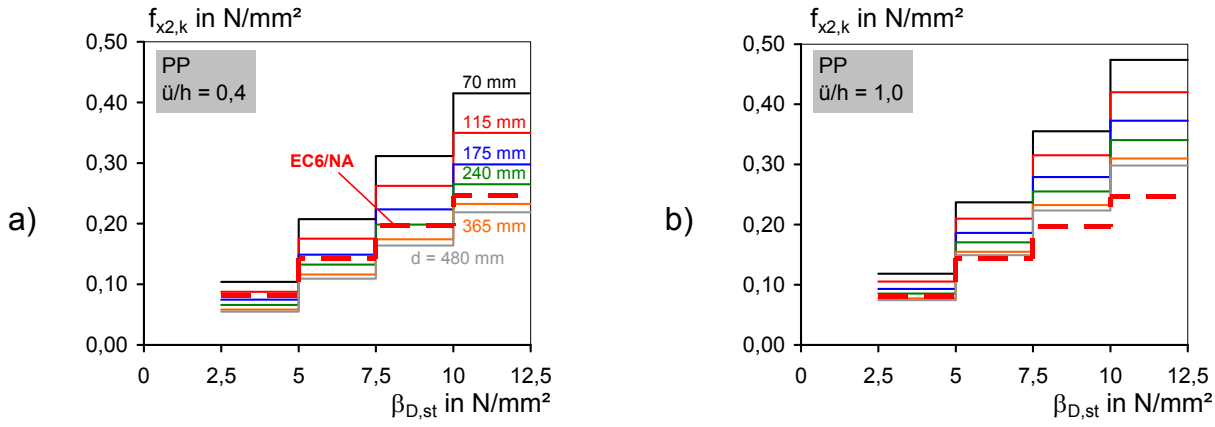


Bild G2: Charakteristische Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen
Vergleich der Berechnungsansätze mit Bemessungsansätzen nach DIN EN 1996-1-1/NA, Steinversagen

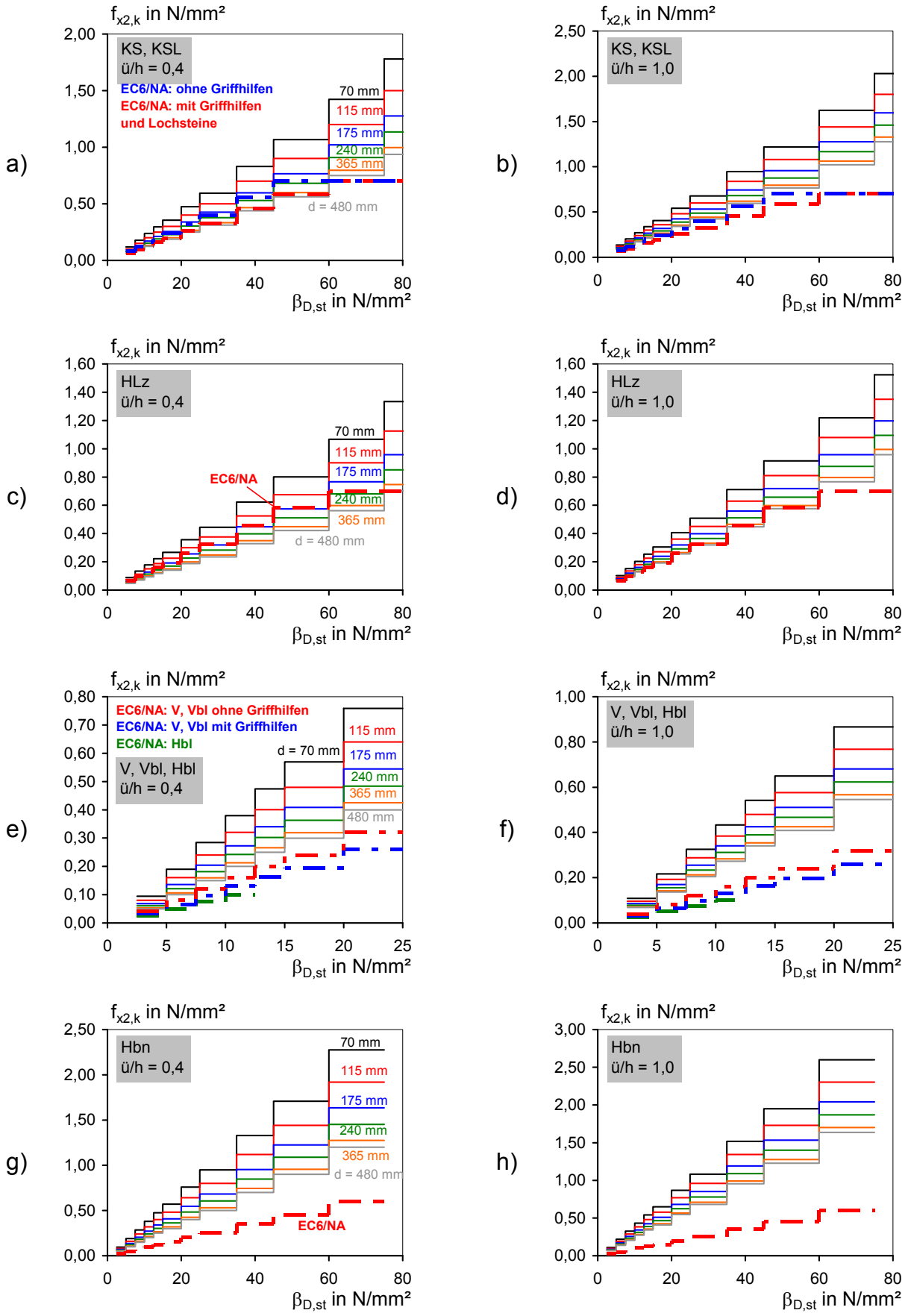


Bild G3: Charakteristische Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen
Vergleich der Berechnungsansätze mit Bemessungsansätzen nach
DIN EN 1996-1-1/NA, Steinversagen

AACHENER BEITRÄGE ZUR BAUFORSCHUNG DES IBAC

ABBF Band 1
Alfes, Ch.
Bruchmechanisches Werkstoffverhalten von Sandstein unter Zugbeanspruchung,
1. Auflage 1993, 250 Seiten;
ISBN 3-86073-129-7

ABBF Band 2
Wang, S.
Berechnung des Karbonatisierungsfortschritts in Betonbauteilen,
1. Auflage 1993, 200 Seiten;
ISBN 3-86073-130-0

ABBF Band 3
Meng, B.
Charakterisierung der Porenstruktur im Hinblick auf die Interpretation von Feuchtetransportvorgängen
- Analyse der Zusammenhänge zwischen Porenstruktur und Feuchtehaushalt am Beispiel von Sandsteinen,
1. Auflage 1993, 288 Seiten;
ISBN 3-86073-131-9

ABBF Band 4
Metzemacher, H.
Zur Zugrelaxation von Mauerwerk,
1. Auflage 1994, 160 Seiten;
ISBN 3-86073-132-7

ABBF Band 5
Schwamborn, B.
Zum Leistungsvermögen von Oberflächenschutzsystemen für Betonbauteile,
1. Auflage 1995, 262 Seiten;
ISBN 3-86073-133-5

ABBF Band 6
Meyer, U.
Zur Rißbreitenbeschränkung durch Lagerfugenbewehrung in Mauerwerkbauteilen,
1. Auflage 1996, 236 Seiten;
ISBN 3-86073-134-3

ABBF Band 7
Riecken, B.
Kapillares Saugen im Oberflächenbereich poröser Festkörper – Eine Parameterstudie –,
1. Auflage 1997, 180 Seiten;
ISBN 3-86073-135-1

ABBF Band 8
Breit, W.
Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton,
1. Auflage 1997, 251 Seiten;
ISBN 3-86073-136-X

ABBF Band 9
Bauwerkserhaltung
Festschrift Sasse,
1. Auflage 1999, 396 Seiten;
ISBN 3-86073-137-8

ABBF Band 10
Riechers, H.-J.
Ein neues Modell zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung von Mauermörtel in der Fuge,
1. Auflage 2000, 284 Seiten
ISBN 3-86073-302-8

ABBF Band 11
Hannawald, J.
Differentielles Materialgesetz zur Beschreibung des dreidimensionalen Betonkriechens –Physikalische konsistente Identifikation der Parameter-
1. Auflage 2002, 140 Seiten
ISBN 3-86073-304-4

ABBF Band 12
Banholzer, B.
Bond behaviour of a Multi-Filament Yarn embedded in a cementitious Matrix
1. Auflage 2004, 152 Seiten
ISBN 3-86130-630-1

AACHENER BEITRÄGE ZUR BAUFORSCHUNG DES IBAC

ABBF 13
Brockmann,T.
Mechanical and fracture mechanical properties of fine grained concrete for textile reinforced composites
1. Auflage 2006, 230 Seiten
ISBN 3-86130-631-X

ABBF 14
Meyer, L.
Zum Einfluss der Kontaktzone bei der Modellierung des Elastizitätsmoduls von Beton
1. Auflage 2007, 164 Seiten
ISBN 3-86130-632-8

ABBF 15
Koster, M.
Mikrostruktur-basierte Simulation des Feuchtetransports in Zement- und Sandstein
1. Auflage 2007, 202 Seiten
ISBN 3-86130-633-6

ABBF 16
Kang, B.
Modellierung von Textilbeton auf der Mikroskalenebene
1. Auflage 2011, 358 Seiten
ISBN 3-81630-269-1

ABBF 17
Brameshuber W.
Äqyptenexkursion 2013
1. Auflage 2013, 60 Seiten
ISBN 3-86130-296-9

ABBF 18
Vollpracht A.
Einbindung von Schwermetallen in Portlandzementstein
1. Auflage 2012, 292 Seiten
ISBN 3-86130-635-2

ABBF 19
Schmidt, U.
Bruchmechanischer Beitrag zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk
1. Auflage 2015, 313 Seiten
ISBN 978-3-95886-025-4

ABBF 20
Hinzen M.
Einfluss von Kurzfasern auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie das Tragverhalten von Textilbeton
1. Auflage 2014, 296 Seiten
ISBN 3-86073-938-7